

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU

FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention du diplôme de : **Master académique**
Spécialité : **Travaux publics**
Option : **Voies et Ouvrages d'Art**

Thème :

Comportement d'une culée de pont en sol renforcé par géosynthétique.

Proposé et dirigé par :
M^r. RAHMOUNI Ouassim

Présenté par :
BEKHTAOUI Meziane
BELFODIL Youcef

Promotion : 2019/2020

Remerciements

- ❖ Toute notre gratitude, grâce et remerciement vont à dieu le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

- ❖ C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur **Mr RAHMOUNI** Ouassim Pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guidé ce travail.

- ❖ Nous remercions les membres de jury qui nous feront l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

- ❖ Toute notre gratitude va à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

- ❖ Tous nos remerciements à nos collègues et nos amis pour leurs soutient morale.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui ont fait de moi ce que je suis aujourd'hui.

A mes très chers frères et sœurs qui m'ont aidé et encouragé durant toute ma formation.

A mes camarades et en particulier BOUTORA Lyes et CHAUCHE Mohamed Reda.

A tous les enseignants en particulier à notre encadreur monsieur RAHMOUNI.

Spécialement à mon binôme Meziane

BELFODIL Youcef

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

- **A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont soutenu tout au long de mes études.**
- **A ma chère sœur : Lylia.**
- **A mes chers frères : Tarik, Madjid, Samy, Mehdi.**
- **A mes chers neveux : Kynan, Salas, Rayan.**
- **A mes belles sœurs : Sabrina, Sonia.**
- **A mes camarades : BOUTORA Lyes, CHAOUICHE Mohamed Reda.**
- **A tous mes amis.**
- **A tous les enseignants et en particulier à mon promoteur monsieur RAHMOUNI Ouassim.**
- **Spécialement à mon binôme Youcef**

BEKHTAOUI Meziane

RESUME

Les structures en sol renforcé par géosynthétiques constituent à l'heure actuelle une solution économique intéressante. Leur utilisation comme structure porteuse, notamment pour les culées de ponts, tend à se développer dans de nombreux pays grâce à leur performance, à leur esthétique et à leur économie. Cependant, le comportement des culées porteuses en sol renforcé par géosynthétiques est très complexe. La complexité de ce phénomène limite l'utilisation des calculs sur les méthodes d'équilibre limite retenus par l'ensemble des normes.

L'instrumentation en vraie grandeur et l'utilisation des méthodes numériques par des logiciels professionnels permettant une meilleure représentation de la géométrie, le présent travail s'intéresse à l'analyse du comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé en montrant l'influence de la fixation de semelle posée sur une culée de pont en sol renforcé par géosynthétique.

Mots clés : Culées de pont, Sol renforcé, Géosynthétiques, Ouvrage de soutènement, Capacité portante, Terre armée.

ABSTRACT

Geosynthetic reinforced soil structures are currently an attractive economic solution. Their use as a supporting structure, especially for bridge abutments, tends to develop in many countries thanks to their performance, aesthetics and economy. However, the behaviour of support abutments in ground reinforced by geosynthetics is very complex. The complexity of this phenomenon limits the use of calculations on the limit equilibrium methods used by all standards.

Instrumentation in real size and the use of numerical methods by professional software allowing a better representation of geometry, the present work is concerned with the analysis of the behaviour of reinforced ground support structures by showing the influence of the attachment of the flange on a geosynthetic reinforced ground bridge abutment.

Key-words: Bridge Abutments, Reinforced soil, Geosynthetics, Support structure, Load bearing capacity, Armed land.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERAL	1
Chapitre 1: Recherche bibliographique sur les ouvrages de soutènement en sol renforcé par géosynthétique	
1.1 Historique des ouvrages en sol renforcé :.....	3
1.2 Elément d'ouvrage de soutènement en sol renforcé :.....	4
1.2.1 Remblais :.....	4
1.2.2 Parement :.....	8
1.2.3 Connexion renforcement-parement :.....	17
1.2.4 Système de drainage :.....	18
1.2.5 Géosynthétiques :	18
1.3 Types des ouvrages de soutènement :.....	19
1.3.1 Les murs auto-stables :.....	19
1.3.2 Le mur de soutènement poids :.....	20
1.4 Type de renforcement :.....	25
1.4.1 Renforcement métallique :	25
1.4.2 Renforcement géosynthétique :	26
1.5 Procédé de construction :.....	27
1.5.1 Montage du parement :.....	27
1.5.2 Mise en place des armatures :.....	27
1.5.3 Remblayage et compactage	27
1.6 Conclusion	28
Chapitre 2: Méthodes de dimensionnement et de calcul des culées des ponts en sol renforcé	
2.1 Introduction	29
2.2 Domaine d'emploi des ouvrages concernés	29
2.3 Définition et principe de dimensionnement.....	30
2.3.1 Définition :	30
2.3.2 Comportement interne	30
2.3.3 Comportement externe	31
2.3.4 Normes et règlement pour la justification des ouvrages concernés.....	32

Sommaire

2.4	Culées de pont	33
2.4.1	Selon les normes Françaises	33
2.4.2	Combinaisons d'actions.....	34
2.5	Selon les normes Américaines.....	48
2.5.1	Stabilité externe	48
2.5.2	Stabilité interne.....	51
2.6	Paramètre négligé par l'AASHTO et L'EUROCODE :	53
2.7	Conclusion	55

Chapitre 3: Model numérique et l'outil numérique utilisé

3.1	Introduction :	57
3.2	Méthodes numériques :	58
3.2.1	Méthode des éléments finis (FEM) :	58
3.2.2	Méthode des différences finies (FDM) :	59
3.3	Modèles de comportement :	61
3.3.1	Modèle élastique linéaire isotrope :	61
3.3.2	Comportement élastique linéaire parfaitement plastique Mohr Coulomb:.....	62
3.4	Outils de modélisation numérique adoptés FLAC :	63
3.4.1	Analyse lagrangienne :	64
3.4.2	Résolution en mode explicite :	64
3.4.3	Méthodologie de modélisation par FLAC :	66
3.5	Modélisation numérique :	68
3.5.1	Développement et validation des modelés numériques.....	68
3.5.2	Caractéristiques géométrique et mécaniques de modèles adoptés :	69
3.5.3	Développement des modèles numériques :	70
3.6	Présentation du model numérique développé.....	71
3.6.1	Propriétés de model de validation :	71
3.6.2	Les interfaces :	72
3.7	Conclusion :	73

Chapitre 4: Résultats et discussions

4.1	Introduction :	74
4.2	Résultat de validation du modèle numérique :	74
4.3	Etude paramétrique :	76
4.3.1	Influence de la fixation de la semelle :	76

Sommaire

4.3.2	Force de traction :.....	80
4.3.3	Influence de la cohésion sur la capacité portante :	81
4.3.4	Influence de l'angle de frottement sur la capacité portante :.....	82
4.3.5	Influence de la cohésion sur la force de traction :	83
4.3.6	Influence de l'angle de frottement sur la force de traction :.....	84
4.4	Conclusion :.....	85
	Conclusion générale :	86
	Références bibliographiques	88

Liste des figures :

Figure 1- 1 : Courbe de l'évolution du nombre cumulé d'ouvrages construits en terre armée de 1968 à 1988.....	4
Figure 1- 2 : Système de parement (d'après Pierre SEGRESTIN, 2009).....	9
Figure 1- 3 : Panneau de pleine hauteur (d'après Abu-Hejleh et al, 2001)	10
Figure 1- 4 : Panneaux de hauteur partielle (Terre Armée).....	11
Figure 1- 5 : Panneau incliné préétablie : a) NF EN 14475 ; b) Terre Armée	12
Figure 1- 6 : Jardinières : (a) NF EN 14475 ; (b) Terre Armée.....	12
Figure 1- 7 : Blocs.....	13
Figure 1- 8 : Poteaux et plaques béton	13
Figure 1- 9 : Peau semi-elliptique en acier : a) NF EN 14475 ; b) Terre Armée	14
Figure 1- 10 : Treillis soudé en acier.....	15
Figure 1- 11 : Cages de gabions	15
Figure 1- 12 : Parement en Pneusol.....	16
Figure 1- 13 : Éléments de parement.....	17
Figure 1- 14 : Différents types de systèmes de connexion renforcement-parement	17
Figure 1- 15 : Exemple d'une protection contre les eaux de ruissellement (LCPC, 2003).	18
Figure 1- 16 : Différents types de géosynthétiques.....	19
Figure 1- 17 : Les murs auto-stables	20
Figure 1- 18 : Le mur de soutènement poids.....	21
Figure 1- 19 : Les caissons végétalisables.....	21
Figure 1- 20 : Un gabion.	22
Figure 1- 21 : La terre armée.....	23
Figure 1- 22 : Ouvrage maçonné.....	24
Figure 1- 23 : Le talus	24
Figure 1- 24 : Armatures en acier.....	25
Figure 1- 25 : Armatures en polymères.....	26
Figure 1- 26 : Chantier de montage de murs en sol renforcé (Terre Armée)	28
Figure 2- 1 : Culée en sol renforcé et murs à double parement.....	29
Figure 2- 2 : Ouvrages concernés.....	30
Figure 2- 3 : Constitution d'un mur en sol renforcé (Terre Armée)	30
Figure 2- 4 : Stabilité interne (Philipponnat et al., 2000).....	31
Figure 2- 5 : Stabilité externe (Philipponnat et al.,2000)	32
Figure 2- 6 : Superposition des contraintes verticales partielles venant de la fonction soutènement σ_{11} et des charges diffusées [$\sigma_{12}(x)$] (Terre Armée).....	34
Figure 2- 7 : Principales actions appliquées au sommier	36
Figure 2- 8 : Positions de l'excentricité sous le sommier.....	38
Figure 2- 9 : Superposition des contraintes (méthode française)	40

Liste des figures

Figure 2- 10 : Largeur de massif conventionnelle pour la vérification au poinçonnement (SETRA-LCPC, 1979).....	44
Figure 2- 11 : Définition des longueurs d'adhérence (NF P94-270, 2009).....	47
Figure 2- 12 : Principales actions appliquées à la culée en sol renforcé (méthode américaine)	48
Figure 2- 13 : Les Paramètres négligés par l'AASHTO et L'EUROCODE	54
Figure 2- 14 : déformation de maillage	54
Figure 2- 15 : Grille aux différences finies et conditions aux limites pour le modèle de culée de pont Founders / Meadows East.....	55
Figure 3-1 : Modèles numérique de FLAC (Damians et al., 2013).....	61
Figure 3- 2 : Représentation monodimensionnel du comportement élastique parfaitement plastique. 63	
Figure 3- 3 : Résultats d'essais triaxiaux standards (a) et modèle élasto-plastique (b) (Brinkgreve et al., 2011).....	63
Figure 3- 4 : Cycle élémentaire du calcul explicite par différences finies, d'après Billiaux et Cundall (1993)	65
Figure 3- 5 : Méthodologie de modélisation numérique par les codes de calcul FLAC/FLAC3D d'après le manuel FLAC (2005).....	67
Figure 3- 6 : Géométrie de l'expérimentation et le modèle numérique d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé (Hatani et Bathurst, 2005). (a) vue de face ; (b) vue de coupe transversale ; (c) vue en plan ; (d) modèle numérique de FLAC.	70
Figure 3- 7 : Le modèle de la validation	71
Figure 3- 8 : Modèles numériques de base développés par le code FLAC	72
Figure 4- 1 : la variation des forces de connexion.....	75
Figure 4- 2 : variation du déplacement.....	75
Figure 4- 3 : distribution des forces de traction à 150 kPa.....	76
Figure 4- 4 : La capacité portante en fonction du déplacement	77
Figure 4- 5 : Mécanisme de rupture	78
Figure 4- 6 : Déplacement latéraux des parements.	79
Figure 4- 7 : Forces de traction maximales dans les nappes de renforcement.	79
Figure 4- 8 : Forces de traction dans les nappes de renforcement.....	81
Figure 4- 9 : Effet de la cohésion sur la capacité portante	82
Figure 4- 10 : Effet de l'angle de frottement sur la capacité portant.....	83
Figure 4- 11 : Effet de la cohésion sur Tmax.	84
Figure 4- 12 : Effet de l'angle de frottement sur la force de traction.....	85

Liste des tableaux :

Tableau 2- 1 : Coefficients des combinaisons d'action fondamentale pour le dimensionnement externe (Sommier).....	37
Tableau 2- 2 : Coefficients des combinaisons d'action fondamentale pour le dimensionnement externe et interne (Remblai).....	41
Tableau 3- 1 : Modèles numériques existant en élément fini, Tableau modifié à partir de Lajevardi.	59
Tableau 3- 2 : Modèles numériques existant en différences finies, Tableau modifié à partir de Lajevardi.....	60
Tableau 3- 3 : Relations entre les paramètres de l'élasticité linéaire isotrope (Dias, 1999).....	62
Tableau 3- 4 : Comparaison des méthodes explicite et implicite, d'après Billaux et Cundall (1993).	66
Tableau 3- 5 : Propriétés de sol, armatures, et les blocs modulaires.....	71
Tableau 3- 6 : Propriétés des interfaces (Huang et al., 2009; Chen et Bathurst, 2013).....	72

INTRODUCTION GENERAL

Au cours des dernières décennies, les murs de soutènement en sol renforcé sont devenus largement utilisés dans le monde ainsi qu'en Algérie. L'aspect économique, les avantages architecturaux par rapport aux murs de soutènement conventionnels ainsi que le comportement stable ont rendu ces ouvrages très populaires. L'interposition d'éléments de renforcement, et notamment de nappes géotextiles dans un ouvrage en terre, est un des moyens permettant de donner aux sols qui le constituent une certaine résistance en traction, de ce fait, les solutions de renforcement par géotextiles peuvent rendre possible l'utilisation de matériaux de remblai de qualité médiocre et s'avérer économiquement intéressantes.

Une application spécifique des géosynthétiques et qui concerne le sujet de ce mémoire est les murs en remblai renforcé par éléments géosynthétiques pour améliorer la résistance du remblai support de fortes charges, en particulier les ponts routes. La culée en sol renforcé est souvent la partie terminale d'un remblai d'accès, lequel peut être limité par des murs à double parement en sol renforcé. Ce type de renforcement devient actuellement plus adapté que l'ancien type de renforcement par armatures en acier.

Le comportement des culées porteuses et les murs à double parement en sol renforcé par géosynthétique est très complexe, il fait intervenir certains facteurs importants tels que les données géométriques de l'ouvrage, les propriétés des sols, des matériaux de renforcement et de leur interaction. La complexité de ce phénomène limitant l'utilisation des calculs analytiques.

On peut distinguer deux méthodes essentielles de dimensionnement d'une culée en sol renforcé que l'on retrouve dans la littérature. La méthode de calcul suivant la norme française NF P94-270, 2009 (EUROCODE): calculs géotechniques – ouvrages de soutènement – remblais en sol renforcé et massifs en sol cloué et l'autre méthode suivant la norme américaine AASHTO, (The American Association of State Highway and Transportation Officials). Ces deux méthodes sont diverses et variées et ne s'appuient pas toutes sur les mêmes hypothèses. Dans le cas des murs à double parement en sol renforcé, les règles de conception disponibles pour ce système de mur sont limitées. Ce point qui n'est absolument pas abordé dans la plus récente norme française NF P94-270, 2007. Par contre, la norme américaine AASHTO propose une méthode de dimensionnement.

Cette situation fait l'objet d'une étude paramétrique dans le chapitre 4. Les résultats obtenus

Des simulations numériques permettent en effet une bonne contribution au renforcement des méthodes de calcul analytiques

L'objectif du présent travail est d'aboutir à une meilleure compréhension du mode de fonctionnement des massifs de culées en sol renforcé par géosynthétiques du point de vue de stabilité, déformation et mode de rupture.

Le présent travail est présenté en quatre chapitres :

Le premier chapitre est une recherche bibliographique sur les ouvrages de soutènement en sol renforcé par géosynthétiques, Il sera présenté dans ce chapitre les principaux composants d'un remblai renforcé : le matériau de remblai et leurs caractéristiques techniques, les systèmes de parement et les renforcements métalliques et synthétiques.

Le deuxième chapitre sera consacré aux méthodes de dimensionnements de calcul des culées de pont en sol renforcé, avec une formulation détaillée sur deux normes récentes EUROCODE et AASHTO (Françaises et Américaines). Afin de se familiariser et minimiser les erreurs de calcul.

Le troisième chapitre contient les lois de comportement utilisées, à savoir le modèle élastique linéaire et le modèle élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb ainsi que la méthodologie de fonctionnalités du code FLAC nécessaires pour notre modélisation.

Le quatrième chapitre contient les résultats de validation du model numérique utilisé ainsi que l'étude paramétrique, à savoir la fixation de la semelle, la capacité portante et la force de traction. Les résultats des simulations numériques sont comparés à des résultats obtenus par les méthodes de calcul analytiques.

Chapitre 1 : *Recherche
bibliographique sur les
ouvrages de soutènement en
sol renforcé*

1.1 Historique des ouvrages en sol renforcé :

La technique de Terre Armée, inventée par Henri Vidal, ingénieur des Ponts et Chaussées, et architecte, qui a publié les premiers résultats de ses recherches en 1963. « Au départ tout commence à la manière d'un jeu, en construisant un château de sable sur la plage de Saint-Trompez, racontait Henri Vidal lui-même. Mais le sable s'égrène. Alors est venue l'idée d'armer la construction avec des aiguilles de pins ». Et de cette idée est né le principe général du sol renforcé et le concept particulier de la terre armée.

Et après son invention, la technique de Terre Armée a connu un large développement depuis quelques années dans le domaine du génie civil et une progression énorme (Figure 1-1.).

Le développement du technique sol renforcé a été marqué par les chronologies suivantes :

- L'invention de la terre armée par Henri Vidal (1963).
- Le premier mur de soutènement en sol renforcé a été construit dans Pragnières (France), le parement est métallique, les armatures sont des plats en acier lisse (1965).
- Le premier groupe de structures en sol renforcé a été construit sur la route de Roquebrune-Menton (1968-1969). Dix murs de soutènement sur des pentes instables totalisant un secteur de revêtement de 5500 m² ont été construits.
- L'invention de parement avec écailles en béton (1971). Actuellement, la plupart des structures sont réalisées avec ce type de revêtement.
- L'utilisation des géotextiles dans le renforcement de sol a commencé en 1971 en France après que leur effet bénéfique ait été noté dans la construction des remblais au-dessus des sols à faible portance.
- La première culée de pont en route (14m haut) a été construite en Thionville (1972) (James, 1987).
- Le premier mur de soutènement en sol renforcé avec l'utilisation des bandes métalliques comme des renforts étaient construits en 1972 aux Etats-Unis dans le San Gabriel au sud de Californie (Mitchell et Christopher, 1990).
- Stabilisation des pentes ferroviaires par des soutènements en sol renforcé faisait par l'administration française de chemin de fer (1973).
- Mise au point des armatures HA (haute adhérence) galvanisées (1976) ;
La stabilisation des pentes de route a été accomplie en France (1974) et en Californie aux États-Unis (1977).

Chapitre 1 : Recherche bibliographique sur les ouvrages de soutènement en sol renforcé

- En 1978, il y avait dans le monde environ 2000 ouvrages en terre armée ont été construits, dont à peu près la moitié en France (Chau, 2010).
- Introduction de témoins de durabilité, qui sont des échantillons d'armatures sont placés dans le remblai au moment de la construction et peuvent être extraits durant la vie de l'ouvrage pour en suivre l'évolution des phénomènes de corrosion (1979).
- En 2004, suite au recensement effectué sur les routes nationales, on a relevé 528 ouvrages en terre armée en France métropolitaine.

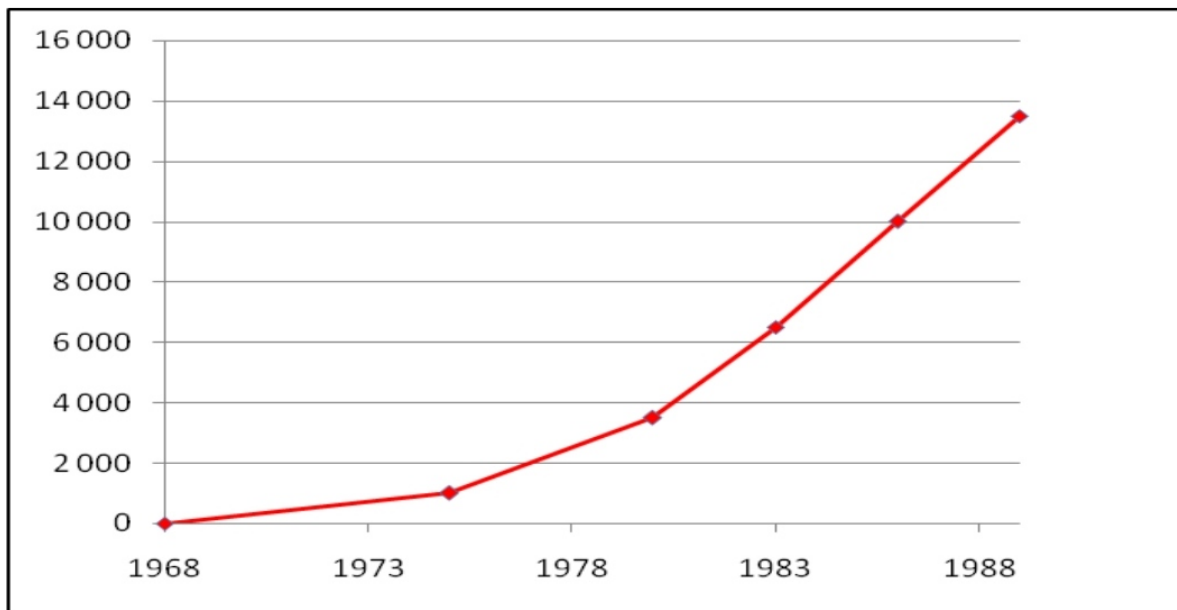


Figure 1- 1 : Courbe de l'évolution du nombre cumulé d'ouvrages construits en terre armée de 1968 à 1988.

On estime aujourd'hui à plus de 50 000 le nombre d'ouvrages en terre armée dans le monde (soit 40 000 000 m²), dont plus de 10 000 culées de ponts (d'après la statistique en 2009 de la Société Terre Armée), et la demande est toujours croissante, notamment dans les zones sismiques, où l'utilisation de la terre armée s'est révélée très efficace.(FARIK)

1.2 Élément d'ouvrage de soutènement en sol renforcé :

1.2.1 Remblais :

Matériau naturel ou artificiel, constitué de particules solides pouvant être rocheuses, utilisé pour construire un remblai technique (partie renforcée par les armatures). Le massif de remblai est mis en place par couches successives compactées, entre lesquelles sont disposés des éléments de renforcement (ou armatures) souples et résistants, généralement reliés à un

Chapitre 1 : Recherche bibliographique sur les ouvrages de soutènement en sol renforcé

parement. Le choix du matériau de remblai répond à des considérations économiques et techniques.

Par ailleurs, le matériau de remblai doit être frottant car l'angle de frottement terre-armatures est une fraction de l'angle de frottement interne du matériau de remblai. Cela conduit bien sûr à éliminer les matériaux trop argileux et à avoir des critères simples pour le choix des matériaux de remblai.

Conformément aux normes (Driscoll and Simpson 2001) et à l'ensemble des recommandations (SETRA-LCPC, 1979 ; NCMA, 1997 ; FHWA, 2009 ; etc...) indiquent des critères purement granulométriques nécessaires pour assurer un frottement sol-armature adéquat, un comportement mécanique satisfaisant à court et long terme et des capacités de drainage suffisantes.

La convenance d'un matériau de remblai renforcé dépend de plusieurs facteurs qui doivent être pris en considération lors du choix du matériau (NF EN 14475, 2007) : (ATTALLAOUI 2017)

1.2.1.1 Ouvrabilité du remblai :

L'ouvrabilité du matériau de remblai doit être telle qu'il soit possible de le mettre en place et de le compacter de façon à obtenir les propriétés requises par le projet.

- Le choix du matériau de remblai doit tenir compte des conditions climatiques dans lesquelles il sera mis en œuvre, du matériel de compactage ainsi que des pratiques et de l'expérience locales.
- Toute expérience locale pertinente concernant la réalisation de remblais non renforcés doit être prise en considération pour le choix du matériau de remblai des ouvrages en remblai renforcé.
- Tout additif utilisé pour améliorer l'ouvrabilité de certains matériaux de remblai, par exemple la chaux ou le ciment, doit être étudié en tenant compte des sujétions d'exécution, par exemple la présence de lits de renforcement dans le remblai, et leur durabilité.
- Le matériau de remblai doit être exempt de neige et de glace. Les matériaux sensibles au gel ne doivent pas être mis en place en période de gel.

1.2.1.2 Fonction et environnement de la structure et comportement à long terme :

- La fonction de certains types d'ouvrages est déterminante quand ils sont très sensibles aux tassements attendus après construction. C'est le cas des culées de pont, des murs supportant des voies ferrées ou des bâtiments, des soutènements de grande hauteur, etc.
- Dans ces cas, le matériau de remblai sélectionné doit être un matériau de remblai facile à compacter et de faible compressibilité ultérieure.
- Lorsqu'une structure est exposée à des inondations suivies de décrues rapides, la compatibilité des propriétés de drainage du matériau de remblai avec les hypothèses du projet doit être vérifiée.
- Le comportement de certains sols à grains fins doit être étudié en fonction de la durée de service, de leur évolution et de la fonction de la structure en remblai renforcé. On ne doit pas utiliser de matériaux dégradables, tels que des sols friables, à moins que des études spécifiques ne justifient leur utilisation. En particulier, les propriétés des matériaux susceptibles de s'effriter doivent être évaluées à partir de planches d'essais ou d'essais effectués sur le matériau après compactage.

1.2.1.3 Épaisseur des couches de remblai et taille maximale des grains :

- Il convient que la taille maximale des grains permette d'obtenir une surface correctement nivelée et qu'elle soit compatible avec l'épaisseur des couches compactées. La taille maximale des grains est également fonction de l'espacement des lits de renforcement et, le cas échéant, de la taille des éléments de parement.
- La taille maximale des grains dépendra aussi du choix du renforcement pour que les endommagements de celui-ci du fait de la mise en œuvre demeurent dans les limites spécifiées au projet.
- Il est en général nécessaire d'utiliser près du parement un matériel de compactage plus léger que celui utilisé pour le corps du remblai (sauf si le système de remblai renforcé ne le rend pas nécessaire). On peut donc être amené à y compacter des couches plus fines pour obtenir la masse volumique requise.
- Les matériaux de remblai impropres tels que les sols organiques, les matériaux solubles, et les matériaux fortement gonflants ne doivent pas être utilisés.

1.2.1.4 Technologie du parement :

Le choix du remblai doit tenir compte de la compatibilité du tassement induit par le compactage ainsi que du tassement du remblai postérieur à la construction avec le système de parement utilisé.

1.2.1.5 Végétalisation :

Lorsqu'un revêtement végétal (parement végétalisé) est prévu, le matériau de remblai proche du parement de l'ouvrage doit satisfaire à des exigences propres au revêtement végétal.

1.2.1.6 Propriétés drainantes :

Lorsqu'un géosynthétique drainant est utilisé, les propriétés de drainage et de filtration du géosynthétique doivent être compatibles avec le matériau de remblai sélectionné.

1.2.1.7 Agressivité du remblai :

- L'agressivité électrochimique, chimique et biologique des matériaux de remblai doit être examinée pour s'assurer que ces propriétés ne nuisent pas au bon fonctionnement du renforcement ou du parement.
- L'évaluation de l'adéquation électrochimique, chimique ou biologique du matériau de remblai sélectionné avec le renforcement doit être fondée sur une expérience antérieure pertinente, par exemple sur une corrélation établie entre les caractéristiques du matériau et les pertes de résistance à long terme des renforcements
- L'agressivité mécanique du matériau de remblai vis-à-vis du renforcement ou du parement doit être examinée afin de s'assurer de sa compatibilité avec les hypothèses du projet.
- L'évaluation de l'endommagement mécanique des renforcements ou de leurs revêtements provoqué, pendant la construction, par le remblai sélectionné doit être fondée sur une expérience antérieure pertinente, lorsqu'elle existe, ou sur des essais in situ spécifiques, quand c'est nécessaire. Ceci est particulièrement important lorsqu'un matériau concassé, anguleux, est utilisé.

1.2.1.8 Interaction entre le remblai et le renforcement :

- L'interaction entre le remblai et le renforcement doit être examinée, pour en évaluer la compatibilité avec les hypothèses du projet.

Chapitre 1 : Recherche bibliographique sur les ouvrages de soutènement en sol renforcé

- Il convient de fonder l'évaluation de l'interaction entre le remblai et le renforcement sur des essais comme des essais de cisaillement à la boîte ou des essais d'extraction, et/ou sur une expérience pertinente antérieure, lorsqu'elle est disponible.

1.2.1.9 Frottement interne et cohésion du remblai :

- La compatibilité du frottement interne et de la cohésion du matériau de remblai sélectionné avec les hypothèses du projet doit être examinée.
- L'évaluation du frottement interne et de la cohésion du remblai doit être représentative des conditions dans lesquelles il est utilisé (par exemple masse volumique, teneur en eau, niveau de contrainte).
- L'évaluation des propriétés de frottement des matériaux de remblai drainants ou granulaires peut être fondée sur une expérience antérieure pertinente et reliée à la distribution granulométrique du matériau.

1.2.1.10 Gélivité :

Là où c'est nécessaire, un matériau de remblai non gélif doit être employé sur une épaisseur au moins égale à la profondeur de pénétration du gel, à partir de toute surface exposée à des températures négatives, à moins qu'une couche isolante ne soit utilisée.

Des exemples d'utilisation de différents types de remblais, suivant les applications, les renforcements et les parements sont donnés en Annexe A de la norme européenne NF EN 14475, 2007.

1.2.2 Parement :

Le parement est le revêtement de la face vue d'une structure de remblai renforcé, qui retient le remblai entre les lits de renforcement et le protège contre l'érosion. Le parement peut être composé d'éléments durs (habituellement en béton), d'éléments déformables (généralement constitués de métal, de treillis ou grillages en acier, ou de cages de gabions), ou encore d'éléments mous (notamment constitués de nappes ou de grilles en géosynthétique ou de grillage métallique en fil tressé).

On distingue, suivant la flexibilité du système de parement, Les trois types (Figure 1-2) suivants :

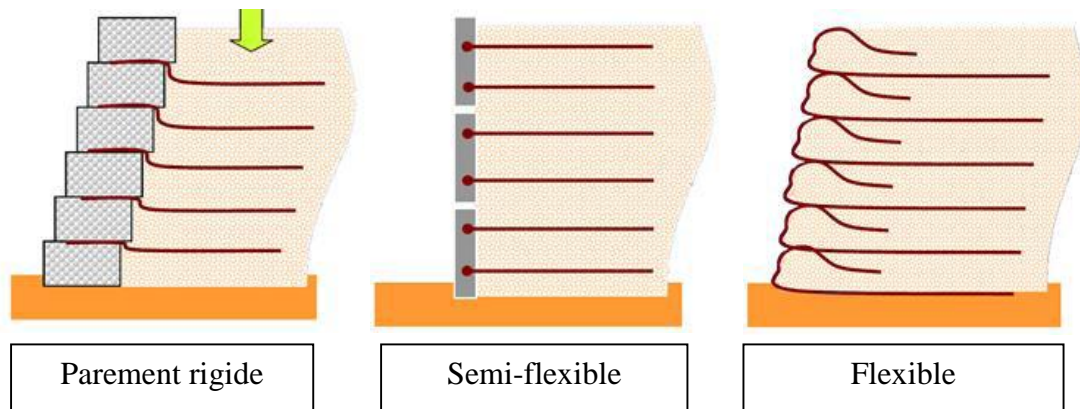


Figure 1- 2 : Système de parement (d'après Pierre SEGRESTIN, 2009).(Abdelouhab 2010)

Pour le parement non flexible, choisir un remblai qui ne risque pas d'entraîner de tassement différentiel remblai/parement.

1.2.2.1 Parement durs :

Les éléments de parement durs sont d'ordinaire en béton préfabriqué armé ou non armé, ayant intrinsèquement une faible compressibilité verticale et une rigidité à la flexion élevée.

Les éléments de parement en béton peuvent être des panneaux de pleine hauteur, des panneaux modulaires de hauteur partielle, des panneaux inclinés, des jardinières ou des blocs de nombreux types d'éléments de parement en béton sont des modèles exclusifs qui s'intègrent dans des systèmes eux-mêmes exclusifs. Les renforcements sont reliés aux éléments de parement, soit par l'intermédiaire de dispositifs d'accrochage noyés ou insérés dans les éléments en béton, soit par simple pincement entre les éléments.

a. Panneaux de pleine hauteur :

Ces panneaux (Figure 1-3) sont préfabriqués d'une seule pièce, d'une hauteur totale égale à celle du mur en remblai renforcé à construire. Généralement, la largeur de ces panneaux est de l'ordre de 1 à 3 m et leur épaisseur de 100 à 200 mm



Figure 1- 3 : Panneau de pleine hauteur (d’après Abu-Hejleh et al, 2001)

b. Panneaux de hauteur partielle :

Ce parement a été supplanté, à partir de 1971, au profit d’un second type de parement constitué d’écailles cruciformes en béton. Ce dernier permet, notamment de construire des murs à courbure continue bien adaptés aux ouvrages de soutènement en site urbain. Ces panneaux (Figure 1-4) sont les plus courants et leur hauteur est en général de 1 m à 2 m et leur épaisseur de 100 à 200 mm. Les formes distinctives de ces panneaux sont liées à leurs modes d’assemblage et aux méthodes spécifiques de construction. Des formes rectangulaires simples sont également disponibles. Les panneaux sont équipés sur leur face arrière des dispositifs d’accrochage intégrés. Leurs tranches sont en général munies de becquets ou de rainures et languettes.



Cruciforme



En T

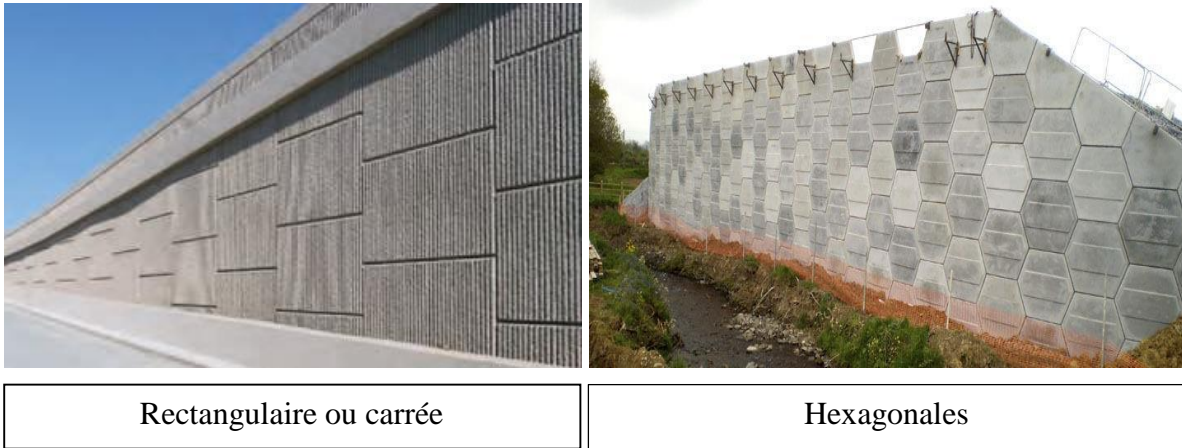


Figure 1- 4 : Panneaux de hauteur partielle (Terre Armée)

Le parement, en écailles de béton est actuellement utilisé pour la presque totalité des ouvrages. Ce parement offre en particulier de plus grandes qualités architecturales que le parement métallique. Il permet de réaliser des ouvrages avec des courbures continues en plan qui s'intègrent généralement, mieux dans l'environnement que des ouvrages strictement linéaires

Il assure un bon raccordement avec les autres ouvrages construits en béton, puisqu'il y a alors continuité dans le matériau utilisé.

Outre l'effet de damier procuré par l'assemblage des écailles, le parement en béton offre des possibilités architecturales variées par une animation de l'élément standard. Celle-ci est obtenue facilement en mettant en place, lors de la fabrication des écailles, des fonds de moule spéciaux, qui créent des bossages et des nervures.

c. Panneaux inclinés :

Éléments inclinés en béton préfabriqué (Figure 1-5), munis du côté intérieur de contreforts qui s'appuient sur le remblai compacté. La longueur est d'ordinaire de l'ordre de 3 m et la hauteur, mesurée le long de la pente, de l'ordre de 1,5 m. L'inclinaison est communément de 50° à 65° sur l'horizontale. Les éléments comportent des dispositifs d'accrochage noyés dans les contreforts.

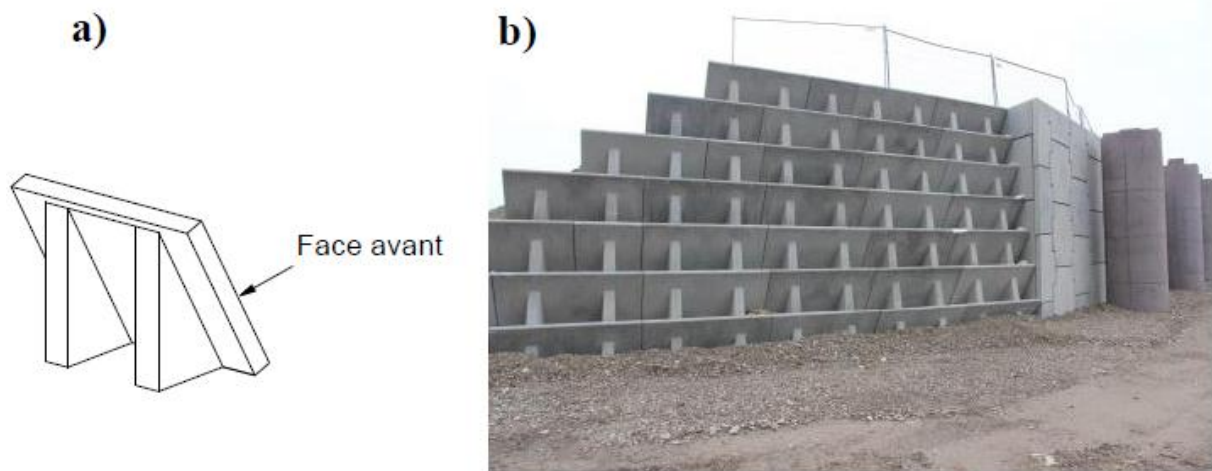


Figure 1- 5 : Panneau incliné préétablie : a) NF EN 14475 ; b) Terre Armée

d. Jardinières :

Éléments préfabriqués en béton généralement constitués d'une dalle inclinée (Figure 1-6), soutenue par des contreforts extérieurs ou par des joues latérales qui s'appuient (partiellement ou complètement) sur le remblai compacté. La longueur est d'ordinaire de l'ordre de 2 m, et la hauteur nominale est comprise entre 0,5 m et 1 m. Les éléments sont fournis avec des dispositifs d'accrochage noyés sur l'arrière

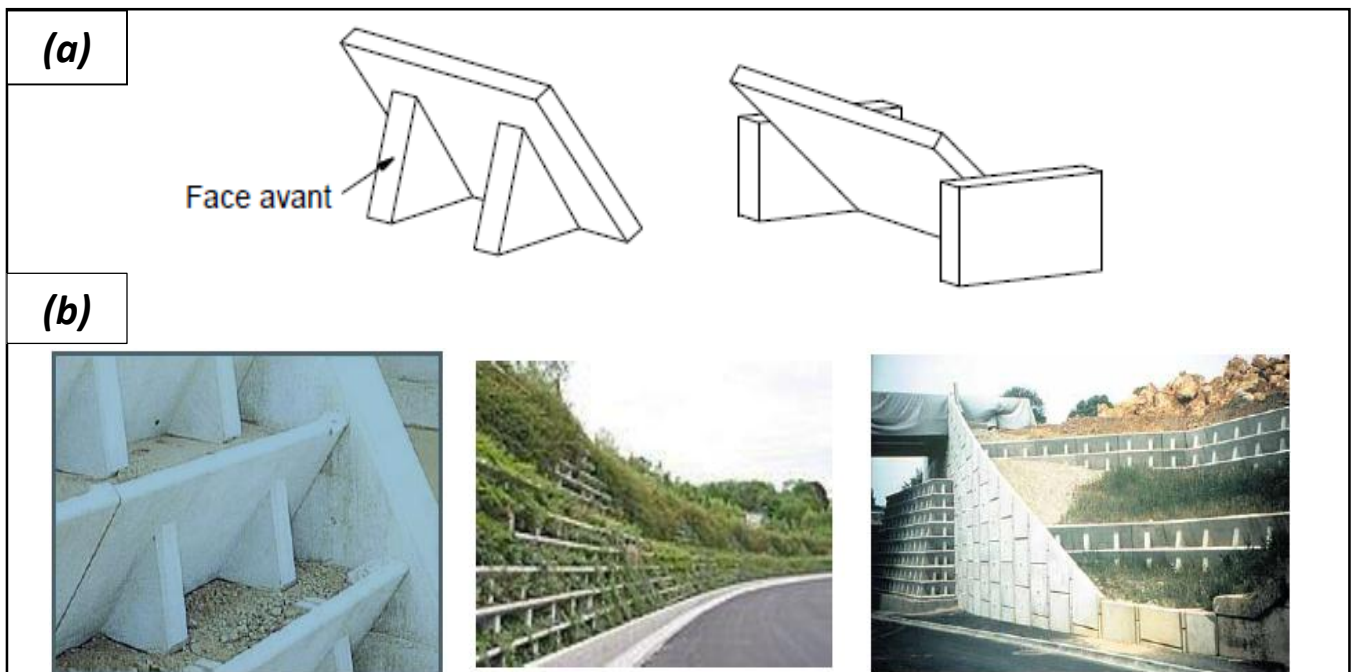


Figure 1- 6 : Jardinières : (a) NF EN 14475 ; (b) Terre Armée

Chapitre 1 : Recherche bibliographique sur les ouvrages de soutènement en sol renforcé

e. Blocs :

Les éléments de parement sous la forme de blocs préfabriqués ou moulés à sec en béton non armé (Figure 1-7) sont d'ordinaire désignés sous le nom de blocs modulaires ou cellulaires.

Ces éléments peuvent être pleins ou évidés. La masse de ces éléments est d'ordinaire comprise entre 20 kg et 50 kg. Leur hauteur est en général comprise entre 150 mm et 250 mm, et la longueur de la face vue varie entre 200 mm et 500 mm. Selon le type de renforcement, les blocs peuvent être fournis avec des accessoires d'assemblage (broches, peigne, etc...). Dans les autres cas, les renforcements sont pincés entre les rangs successifs de bloc.



Figure 1- 7 : Blocs

a. Poteaux et plaques béton (en blindage) :

Plaques de béton horizontales glissées entre des profilés standard (Figure 1-8) Les renforcements sont d'ordinaire connectés une barre qui coulisse sur les ailes arrières des poteaux ou sont pincées entre les plaques de béton, avec un dispositif de blocage à l'extérieur.

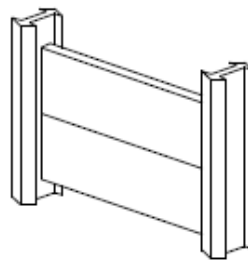


Figure 1- 8 : Poteaux et plaques béton

1.2.2.2 Parement déformables :

Grille en acier préformée, ou section pleine en acier préformée, ou gabion rempli de matériaux rocheux, ayant intrinsèquement une compressibilité verticale élevée et une faible rigidité à la flexion.

Chapitre 1 : Recherche bibliographique sur les ouvrages de soutènement en sol renforcé

a. Peaux semi-elliptiques en acier :

Dans le premier type de parement utilisé, l'élément de base est un cylindre métallique à section semi-elliptique, très déformable et stable vis à vis des poussées exercées par le sol de remblai. Éléments de parement cylindriques en tôles d'acier cintrés en forme d'une demi-ellipse ou de U (Figure 1-9). Ces éléments, qui sont placés horizontalement, ont d'ordinaire une épaisseur de 2 à 4 mm, une hauteur de 250 mm à 400 mm et mesurent quelques mètres de longueur. Ils sont munis de trous sur leurs bords horizontaux pour la jonction avec les renforcements.

Le parement métallique reste réservé à la construction d'ouvrages où les problèmes d'accessibilité et de manutention font préférer des éléments de parement légers.

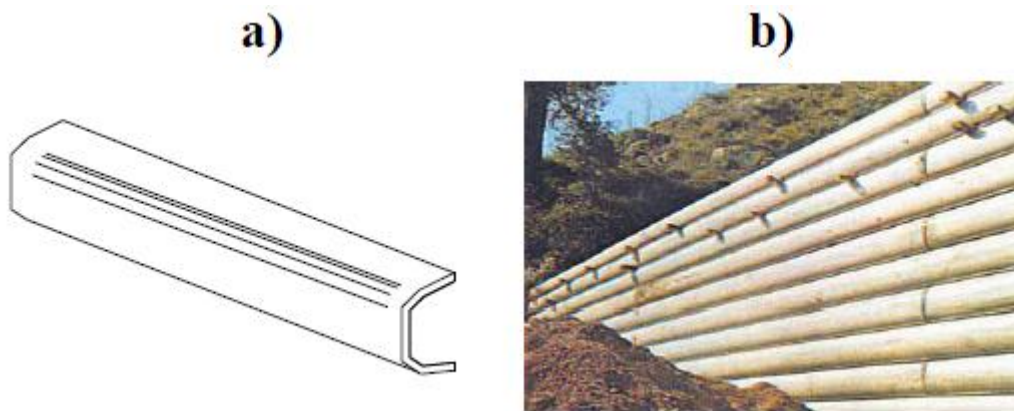


Figure 1- 9 : Peau semi-elliptique en acier : a) NF EN 14475 ; b) Terre Armée

a. Treillis soudé en acier :

Les éléments de parement peuvent être constitués de panneaux de treillis soudé soit plats, soit pliés en usine à l'angle d'inclinaison voulu (Figure 1-10) Ces éléments servent de coffrage pendant la construction. Lorsqu'ils sont utilisés pour des parements inclinés, ces éléments peuvent être associés à de la végétation pour éviter l'érosion à long terme de la surface.

Lorsqu'ils sont utilisés pour des parements verticaux ou à fruit, ces éléments peuvent être garnis du côté intérieur de caillou ou de pierre cassée, ou être doublés d'une nappe en géosynthétique, en particulier pour les applications provisoires. Dans certains cas, ces éléments peuvent être, pour finir, recouverts par du béton projeté ou du béton coulé en place. Les éléments peuvent être raccordés ou non aux renforcements. Certains types de parement sont exclusifs et appartiennent à des systèmes particuliers.



Figure 1- 10 : Treillis soudé en acier

a. Gabions :

Les éléments de parement peuvent aussi être constitués de cages, ou gabions, formés à partir soit de géogrilles en polymère, soit de grillage en fil d'acier tressé, galvanisé ou revêtu de plastique, soit de treillis d'acier soudé galvanisé (Figure 1-11). Ces cages, remplies de caillou ou de pierre cassée, mesurent d'ordinaire de 0,5 m à 1,0 m de hauteur, 2 m à 3 m de longueur et 0,5 à 1,0 m de profondeur. Les cages de gabion peuvent être fournies avec une queue qui sert de raccordement par frottement avec le renforcement principal.

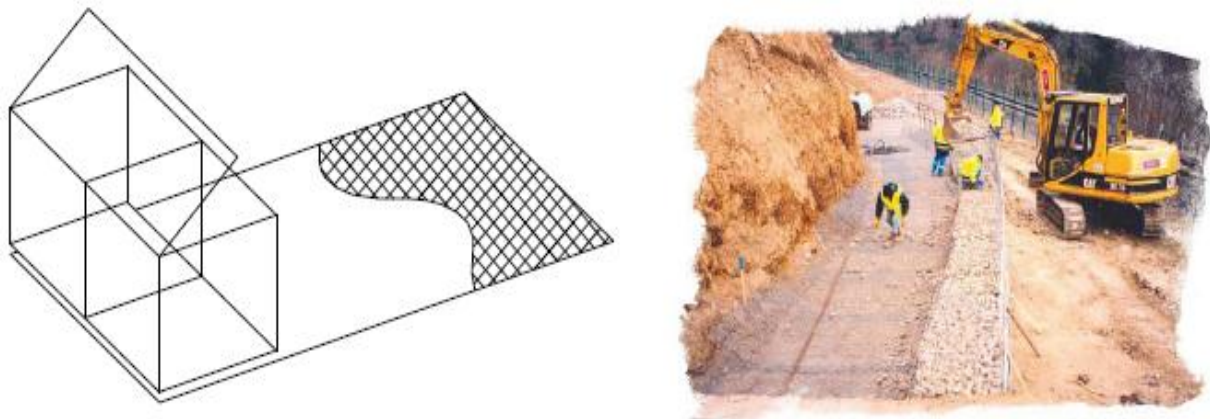


Figure 1- 11 : Cages de gabions

Chapitre 1 : Recherche bibliographique sur les ouvrages de soutènement en sol renforcé

b. Pneus :

Les éléments de parement peuvent également consister en des pneumatiques (Figure 1-12).

Ces pneumatiques sont de taille similaire et sont généralement disposés en quinconce d'une rangée sur l'autre pour constituer le parement.



Figure 1- 12 : Parement en Pneusol

1.2.2.3 Parement mous :

Enveloppe extérieure d'un remblai constituée par une géogridde ou un géotextile sans rigidité à la flexion. L'élément de parement mou le plus couramment utilisé est le parement dit «à retournement» (Figure 1-13) ou le renforcement de pleine largeur, constitué d'une grille ou d'un géotextile en polymère, ou d'un grillage en fil d'acier tressé, s'étend en dehors du remblai renforcé de manière à envelopper le pourtour de chaque couche successive de remblai. Lorsque des grilles en polymère ou des grillages en fils tressés sont utilisés, ils peuvent être revêtus ou doublés d'un géotextile destiné à assurer la protection contre l'érosion superficielle.

- Pour construire des talus de ce type avec un alignement acceptable, l'utilisation d'un coffrage provisoire est de pratique courante.
- Les éléments de parement peuvent être aussi constitués de conteneurs en textile remplis de terre. Pour ces éléments de parement dits "en sac", il est préférable d'envelopper l'élément de parement dans le renforcement principal comme pour le parement à simple retournement.
- Dans la plupart des cas, les éléments de parement mous font l'objet d'une pulvérisation ou d'un ensemencement pour développer un revêtement végétal. Plus rarement, ils peuvent être recouverts de béton projeté.

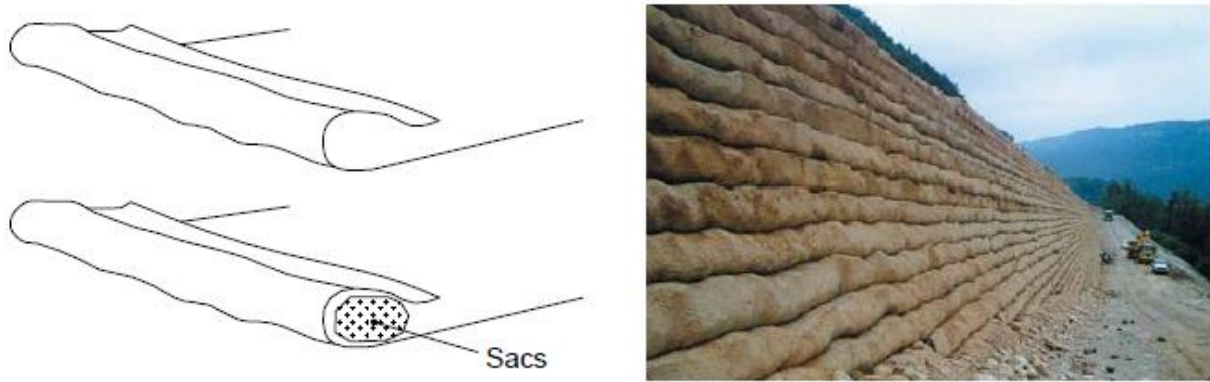


Figure 1- 13 : Éléments de parement

1.2.3 Connexion renforcement-parement :

Les parements constitués de panneaux de même hauteur que l'ouvrage sont généralement non liaisonnés aux éléments de renforcements géosynthétiques et servant uniquement de protection. Dans le cas d'un parement cellulaire ou modulaire constitué d'un empilement d'éléments préfabriqués en béton, les nappes de renforcements sont fixées au parement par un dispositif d'accrochage ou simplement pincés entre deux blocs, comme illustré sur la (Figure 1-14). Les nappes de renforcement sont aussi fixées au parement constitué d'écaillés préfabriquées en béton armé, dans ce cas les nappes géosynthétiques sont liaisonnées au parement par un système de boucles et de goupilles, galvanisées et protégées également par une couche de polyéthylène (LCPC, 2003).

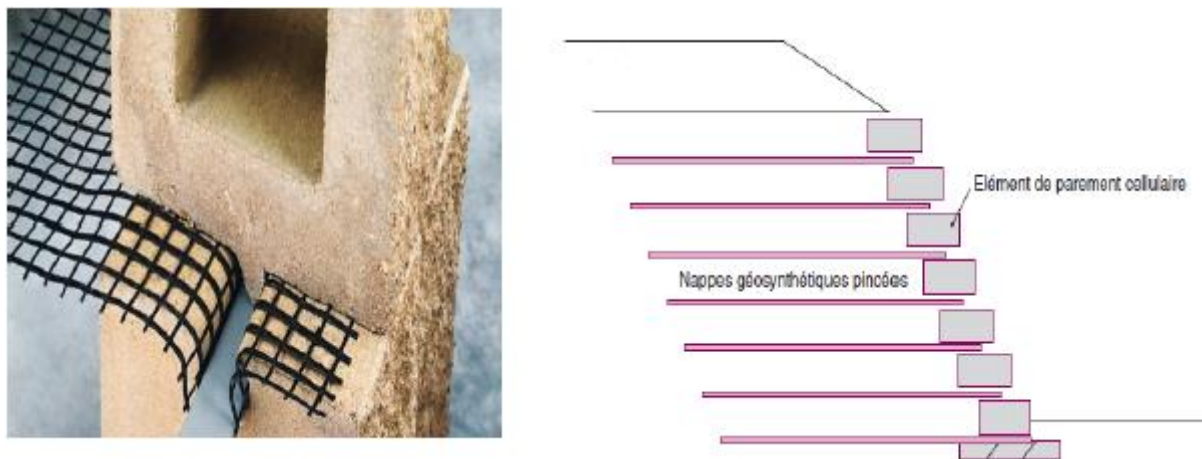


Figure 1- 14 : Différents types de systèmes de connexion renforcement-parement

1.2.4 Système de drainage :

D'après les recommandations de LCPC (2003), les ouvrages en remblai renforcé sont généralement conçus sans dispositif de drainage interne. Par ailleurs, lorsque l'ouvrage supporte une route, des dispositifs de collecte et d'évacuation sont nécessaires pour éviter l'infiltration des eaux de surfaces dans le remblai, comme présenté sur la (Figure 1-15), une géomembrane étanche peut être interposée entre la chaussée et le remblai constitutif de l'ouvrage. Aussi, il est possible de réaliser un dispositif de drainage externe pour un rabattement local la nappe, dans le cas d'un ouvrage implanté sur versant.

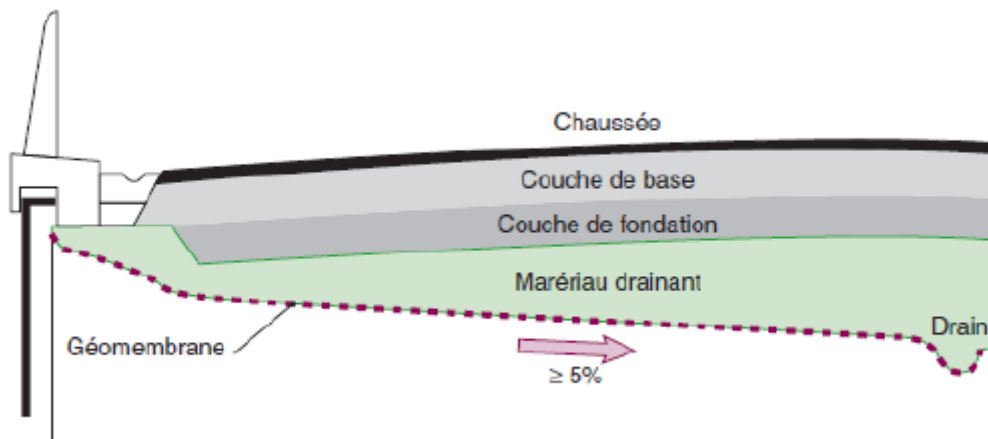


Figure 1- 15 : Exemple d'une protection contre les eaux de ruissellement (LCPC, 2003).

1.2.5 Géosynthétiques :

Il est à noter que depuis l'utilisation du sol renforcé dans les ouvrages de soutènement, les nappes de renforcement métalliques ont été utilisées (Nappes métalliques à haute adhérence ou Treillis soudés). Cependant, les nappes de géosynthétiques sont couramment utilisées depuis leur apparition en 1970 (Koemer, 2005).

Les géosynthétiques sont principalement utilisés pour assurer aussi bien un rôle de séparation, renforcement, Filtration, Drainage, ou de confinement de liquide ou gaz. La (Figure 1-16) présente les principaux types de géosynthétiques et leurs fonctions.

Le renforcement des sols par des nappes géosynthétiques est largement utilisé par rapport aux renforcements métalliques en raison de leur légèreté et souplesse, et surtout de leur résistance à la corrosion. En effet, le comportement des géosynthétiques est plus complexe dû à leur extensibilité et nécessite donc une bonne compréhension des mécanismes d'interaction sol-renforcement.



Figure 1- 16 : Différents types de géosynthétiques

1.3 Types des ouvrages de soutènement :

Il existe deux catégories de murs de soutènement, elles-mêmes divisées en plusieurs types de murs exerçant une forte poussée contre les terres retenues :

1.3.1 Les murs auto-stables :

Le mur de soutènement auto-stable est généralement construit en **béton armé** ou en **parpaing**. Il a pour avantage d'être relativement **léger**, **discret** et **soigné esthétiquement** avec de fortes qualités de finition. Il s'agit en réalité d'une structure en forme de « T » à l'envers, dont la partie inférieure la plus longue est enterrée sous le remblai. Les terres à soutenir vont porter sur cette partie, et donc rendre la structure solide.

Chapitre 1 : Recherche bibliographique sur les ouvrages de soutènement en sol renforcé

Mais s'il est souvent **plus économe**, et si les éléments préfabriqués simplifient la mise en œuvre, ce type de mur est cependant **plus complexe à construire**. Il nécessite un **moyen de levage** et le **drainage** est à prévoir. Il risque de se briser s'il n'est pas parfaitement conçu.

Les murs de soutènement auto-stables, aussi appelés murs souples en béton armé, peuvent avoir plusieurs configurations selon les caractéristiques du terrain à équiper

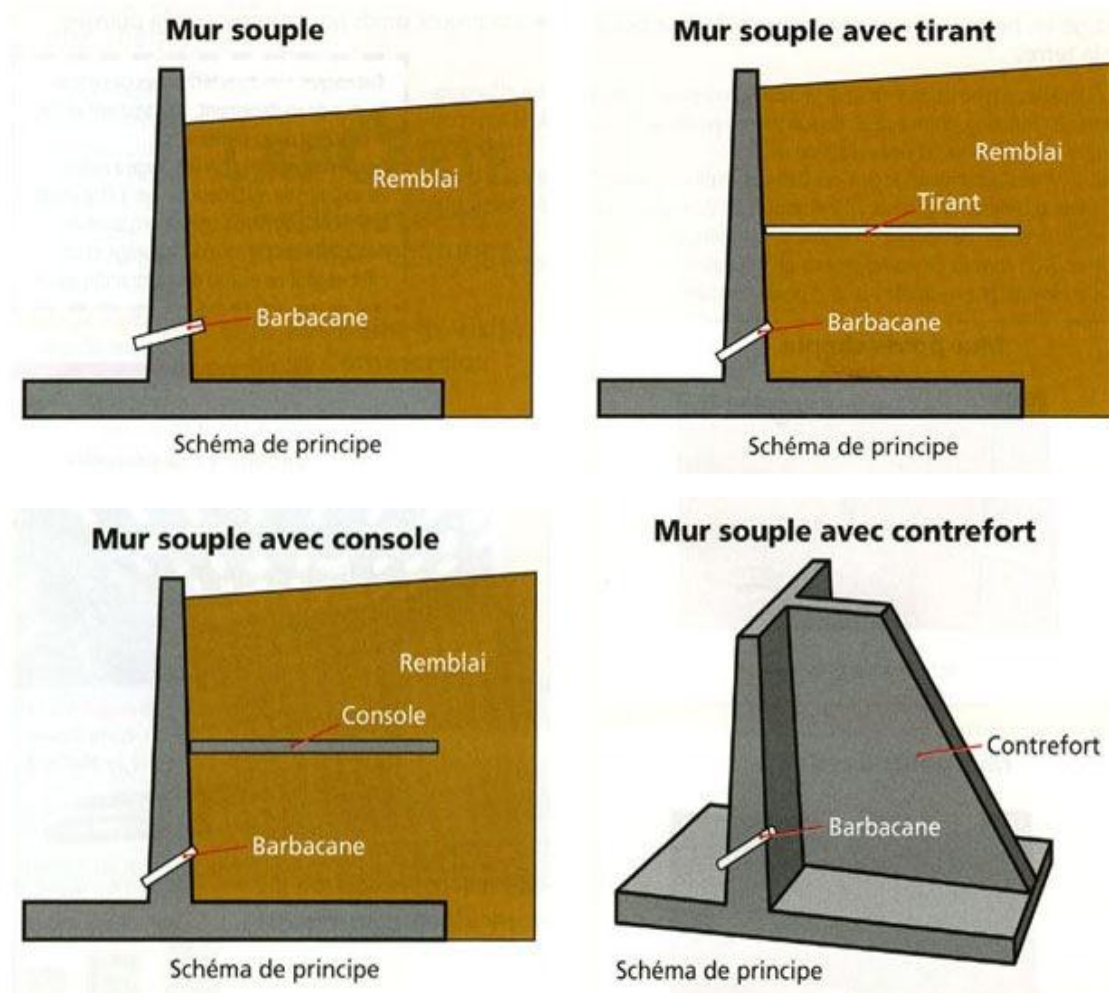


Figure 1- 17 : Les murs auto-stables

1.3.2 Le mur de soutènement poids :

Le mur poids est bien plus **simple** à construire que le mur de soutènement auto stable. Il se contente en effet de **résister à la pression** des terres grâce à sa **masse**. Moins exigeant techniquement que le mur auto-stable, le mur poids nécessite cependant plus de matériaux, et est donc souvent plus **onéreux**.

Chapitre 1 : Recherche bibliographique sur les ouvrages de soutènement en sol renforcé

Le mur poids résiste aux pressions de la terre à la **seule force de sa masse**. Il est plus large à sa base et décroît progressivement avec la hauteur. Son épaisseur varie.

Pour ce type de mur de soutènement, il est nécessaire d'installer un système de **barbacane** pour faciliter l'écoulement des eaux d'infiltration, et un système de drainage si besoin.

Il existe plusieurs géométries pour le mur poids : le **mur poids simple** et le **mur poids à redans** :

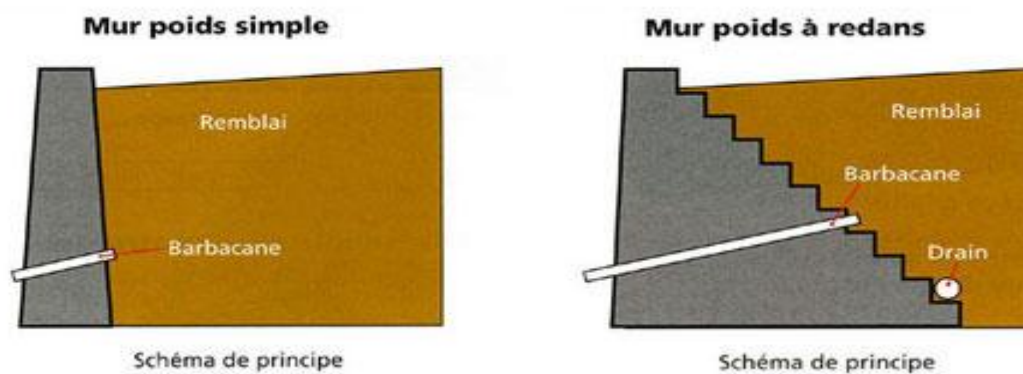


Figure 1- 18 : Le mur de soutènement poids

Selon le rendu esthétique souhaité, le budget, la qualité du sol...différentes solutions techniques de murs poids sont possibles. En voici quelques-unes :

1.3.2.1 Les caissons végétalisables :



Figure 1- 19 : Les caissons végétalisables

Chapitre 1 : Recherche bibliographique sur les ouvrages de soutènement en sol renforcé

Ils sont souvent utilisés comme soutènement routier ou piéton, soutènement de talus, comme mur anti-bruit ou encore mur parasismique.

- Il s'intègre facilement à l'environnement naturel,
- On peut réaliser de grandes structures,
- Les caissons permettent une personnalisation totale de l'ouvrage. On peut y intégrer toute sorte de végétaux ou autres éléments de décoration,
- L'ouvrage en caisson est très stable,
- Le drainage est efficace,

Le mur s'adapte parfaitement aux caractéristiques du terrain et du sol.

1.3.2.2 Les gabions :

Les murs en gabions sont le plus souvent construits pour des soutènements routiers ou piétons ou des soutènements de talus. Ces ouvrages en gabions permettent d'y intégrer des mobiliers urbains. Ce type de mur de soutènement poids est très avantageux :

- C'est un ouvrage soigné esthétiquement et moderne, qui s'intègre parfaitement à l'environnement, et qui laisse sa place à la végétalisation,
- Son installation est simple. Plus encore si vous avez recours à des gabions pré remplis,
- Le drainage est efficace,
- Par sa souplesse et la facilité d'installation, il est modulable et adaptable au terrain. Il est possible de personnaliser le mur en lui donnant une certaine forme et une certaine hauteur.



Figure 1- 20 : Un gabion.

1.3.2.3 La terre armée :

Les murs en terre armée sont généralement conçus pour des soutènements routiers ou piétons, des soutènements de talus ou participent à la protection de bassins. Cet ouvrage relativement fragile donne de la place à la végétalisation et ne nécessite aucun entretien particulier. Il a cependant besoin d'une large emprise sur le sol pour sa réalisation.



Figure 1- 21 : La terre armée

1.3.2.4 Ouvrage maçonné :

Ce type d'ouvrage maçonné est la plupart du temps conçu pour des descentes de garage, des soutènements de talus, ou encore pour des aménagements urbains. En voici quelques avantages :

- Construction simple et rapide,
- Ne nécessite pas de matériaux trop complexes,
- Son installation est peu coûteuse,
- Son installation ne nécessite pas beaucoup de mains d'œuvre.



Figure 1- 22 : Ouvrage maçonné

1.3.2.5 Le talus :

Dans un ouvrage de soutènement, le talus est principalement mise en œuvre pour l'aménagement d'un bassin de rétention, ou un aménagement routier, ferroviaire et urbain.

- Sa mise en œuvre ne nécessite pas de machine de levage,
- L'ouvrage s'intègre parfaitement à l'environnement puisqu'il nécessite seulement des matériaux naturels pour sa mise en œuvre,
- Son coût d'installation est faible par rapport à d'autres ouvrages de soutènement.



Figure 1- 23 : Le talus

1.4 Type de renforcement :

1.4.1 Renforcement métallique :

Des renforcements métalliques sous forme de bandes, de barres ou de treillis soudés, ou sous forme de grillage en fil métallique tressé (Figure 1-24).

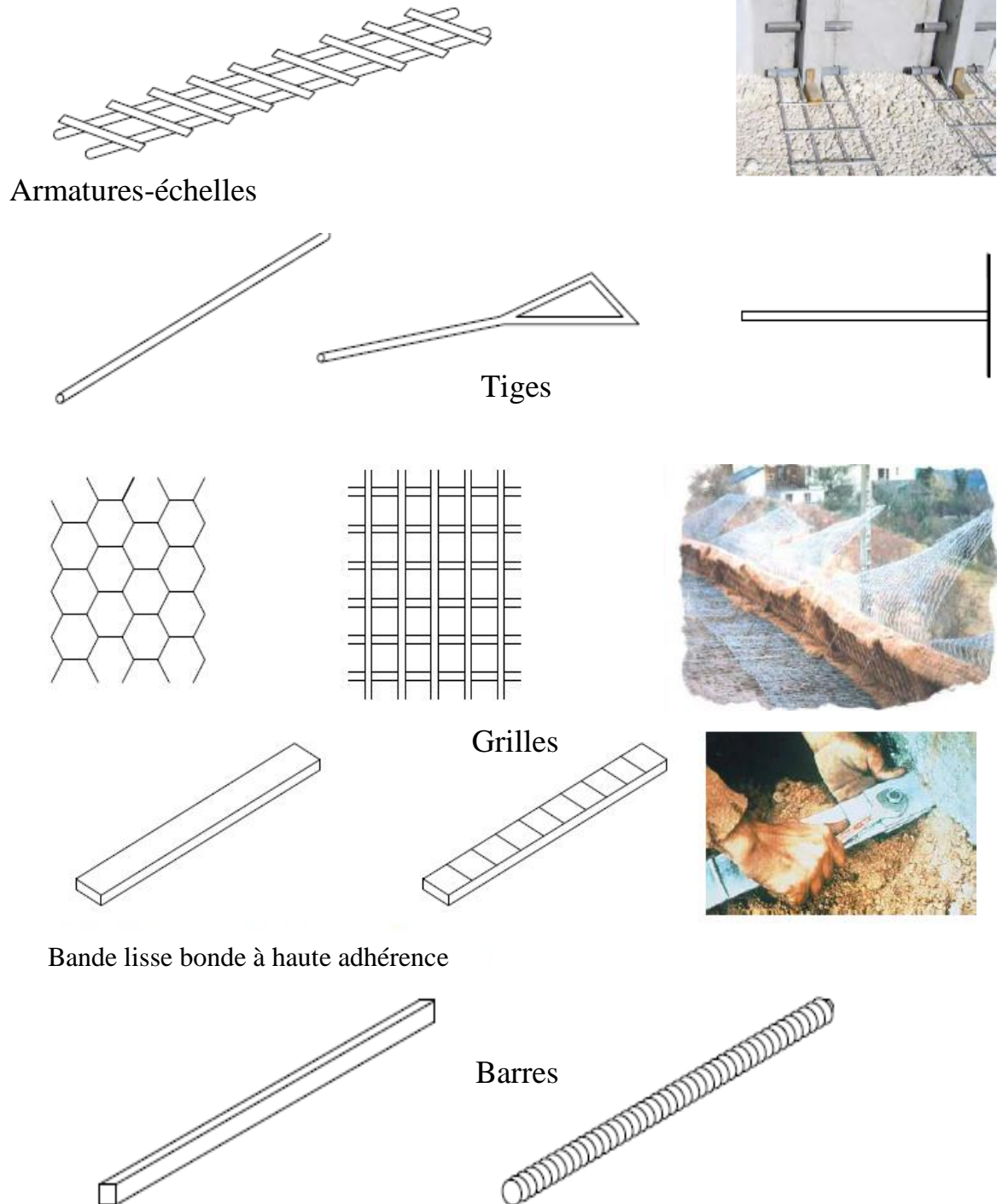


Figure 1- 24 : Armatures en acier.

1.4.2 Renforcement géosynthétique :

Des renforcements géosynthétiques sous forme de bandes ou de nappes. Les schémas illustrant les différents types des renforcements sont donnés par (Figure 1-25).

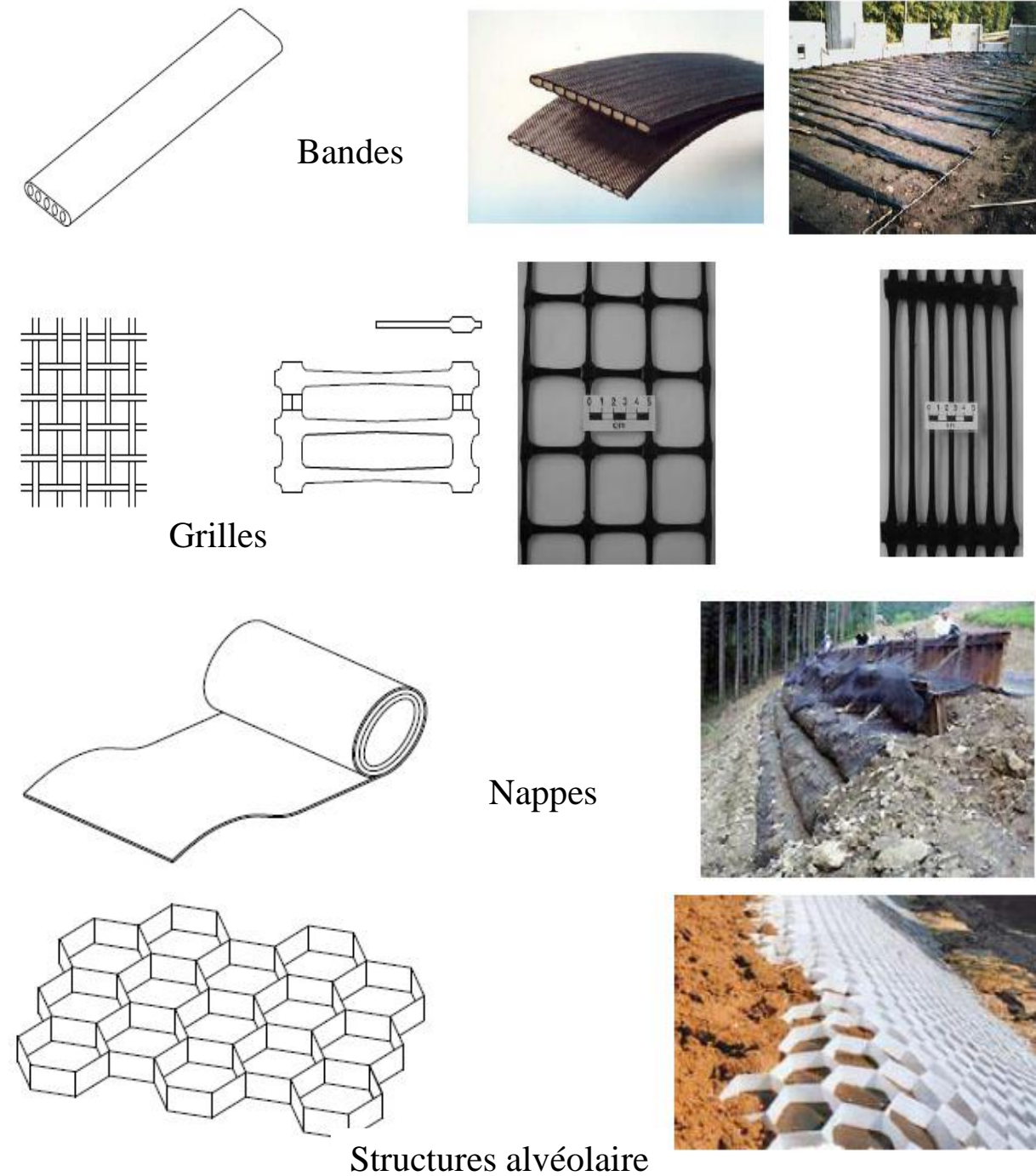


Figure 1- 25 : Armatures en polymères

1.5 Procédé de construction :

Si la partie la plus importante du travail des équipes de sol renforcé se passe bien en amont du chantier, dans des bureaux d'étude, il est possible de séquencer un chantier de sol renforcé en trois étapes principales (Figure 1-26).

La simplicité et la rapidité du montage des ouvrages en sol renforcé résultent, en particulier, de la suppression de tout échafaudage et de lourd matériel de chantier. Chaque panneau s'imbrique automatiquement dans le créneau constitué par les éléments déjà en place.

1.5.1 Montage du parement :

Une fois la première rangée de panneaux mise en place sur une semelle de réglage en béton lissé et bien nivelée pour garantir un positionnement initial correct, les rangées de panneaux supérieures sont montées au fur et à mesure de l'avancement du remblai. Leur verticalité est assurée par des cales provisoires et des serre-joints.

1.5.2 Mise en place des armatures :

Les couches d'armatures sont espacées de 70 à 80 cm, ce qui correspond généralement à deux fois l'épaisseur des couches de remblai. Elles sont mises en place sur la couche de remblai compacté et sont reliées aux panneaux de parement par boulonnage dans le cas d'armatures en acier ou sont enfilées dans des gaines scellées dans le parement dans le cas d'armatures synthétiques.

1.5.3 Remblayage et compactage

Le remblai est placé en couches de 30 à 40 cm d'épaisseur et compacté avec l'équipement adéquat. Il faut éviter le passage direct des engins sur les armatures et empêcher les engins lourds de circuler à moins de 1,50 m des panneaux pour ne pas nuire à leur verticalité.



Figure 1- 26 : Chantier de montage de murs en sol renforcé (Terre Armée)

1.6 Conclusion

On ce qui a été vue dans ce chapitre que les types de soutènement en sol renforcé présentent en fait une grande variété. Il est bien adapté dans les cas suivants :

- Réduction des emprises par rapport à un remblai courant ;
- Élargissement de remblai, avec fondation à mi- talus, alternative à un mur classique lorsque le sol support a des caractéristiques mécaniques insuffisantes (risques de tassements généraux ou différentiels, portance faible qui aurait nécessité des pieux pour un ouvrage en béton, etc.) ;
- Possibilité d'utiliser des matériaux ayant un pourcentage de fines plus élevé (moyennant certaines précautions), dans le seul cas des remblais renforcés par nappes continues, par rapport aux ouvrages renforcés par des armatures métalliques ou en bandes ;
- Intégration au site pour les parements inclinés et végétalisés ;
- Insensibilité à la corrosion et neutralité vis-à-vis des courants vagabonds, pour le renforcement géosynthétiques ;
- L'utilisation de cette technique a permis une économie importante comparativement à une solution classique en béton armé et mur à contreforts. D'autre part, l'accès réduit du chantier était bien adapté à cette technique.

L'essor important de construction des ouvrages en sols renforcé au cours des dernières décennies a suscité l'actualisation des guides et normes d'utilisation qui feront l'objet du prochain chapitre

Chapitre 2 : Méthodes de dimensionnements et de calcul des culées de ponts en sol renforcé

2.1 Introduction

Le dimensionnement d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé résulte à la fois d'une étude de la stabilité interne et d'une étude de la stabilité externe. Dans la stabilité interne, en se référant aux deux types possibles de désorganisation d'un massif en sol renforcé, le dimensionnement consistera à calculer les efforts maximaux de traction dans les lits d'armatures puis à déterminer la longueur des armatures pour qu'il n'y ait pas défaut d'adhérence. Ces deux calculs ne sont pas indépendants car le premier nécessite la connaissance de la longueur des lits d'armatures. Le calcul de la stabilité externe du massif en sol renforcé doit comprendre, les vérifications de la stabilité vis-à-vis du glissement à l'interface avec le sol support et du poinçonnement de celui-ci (défaut de capacité portante). Dans le cas des murs à double parement, les règles de conception disponibles pour ce système de mur sont limitées.

Dans ce chapitre nous exposerons les méthodes de dimensionnement des culées en sol renforcé par géo synthétiques selon les normes et les guides de dimensionnement à savoir, la norme française NF P94-270, 2009, la norme américaine AASHTO, 2007.

2.2 Domaine d'emploi des ouvrages concernés

Une culée en sol renforcé n'est souvent que la partie terminale d'un remblai d'accès, lequel peut être limité par des murs en sol renforcé, il est alors à la fois soutènement du remblai d'accès et ouvrage porteur du tablier (Figure 2-1a et Figure 2-2).

Les murs à double parement (Back-to-Back Walls) sont souvent utilisés pour le remblai d'autoroute ou remblais d'accès aux culées des ponts. Un mur à double parement est en fait constitué de deux murs en sol renforcé dont les parements sont parallèles, et qui peuvent être soit séparés par un remblai, soit jointifs, soit encastres l'un dans l'autre (Figure 2-1b et Figure 2-2).

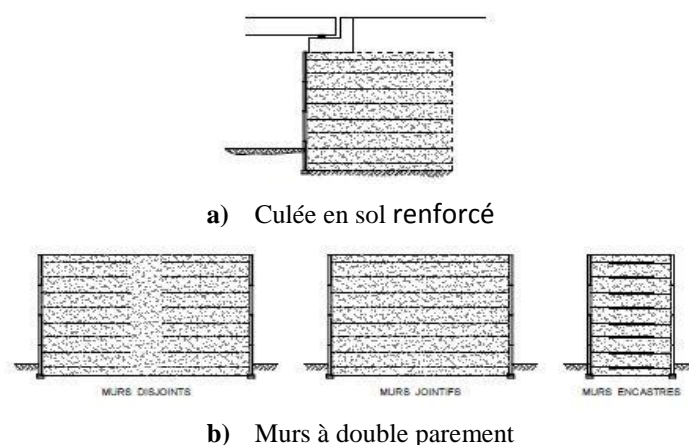


Figure 2- 1 : Culée en sol renforcé et murs à double parement



Figure 2- 2 : Ouvrages concernés

2.3 Définition et principe de dimensionnement

2.3.1 Définition :

Le sol renforcé (Figure 2-3) est obtenue en associant des remblais et des armatures. Elle est basée sur une idée très simple : créer une liaison permanente entre les deux constituants grâce aux efforts de frottement qui se développent aux points de contact du sol et des armatures. Lorsque le massif de sol renforcé est sollicité, les armatures, par le biais du frottement, se mettent en traction et apportent au sol une cohésion anisotrope. On obtient ainsi un matériau composite original qui offre de nombreux avantages par rapport aux matériaux traditionnels du génie civil.



Figure 2- 3 : Constitution d'un mur en sol renforcé (Terre Armée)

2.3.2 Comportement interne

Deux zones présentant un comportement différent peuvent être distinguées (Philipponnat et al., 2000) (Figure 2-4) :

Chapitre 2 : Méthodes de dimensionnement et de calcul des culées de pont en sol renforcé.

- une zone active située juste derrière le parement ; ce massif de sol est en état d'équilibre limite et pousse sur le parement, mettant ainsi les armatures en traction ;
- à l'arrière, une zone passive (résistante) stable dans laquelle les armatures s'ancrent en travaillant à l'arrachement, de manière à absorber l'effort de traction auquel elles sont soumises.

Deux vérifications de stabilité interne sont alors à effectuer : d'une part, il faut veiller à ce que les maximums des efforts de traction prévus le long d'une armature soient inférieurs à la résistance en traction d'un renforcement, et d'autre part, il faut s'assurer que la longueur d'adhérence soit suffisante pour reprendre les efforts en traction causés par la partie active.

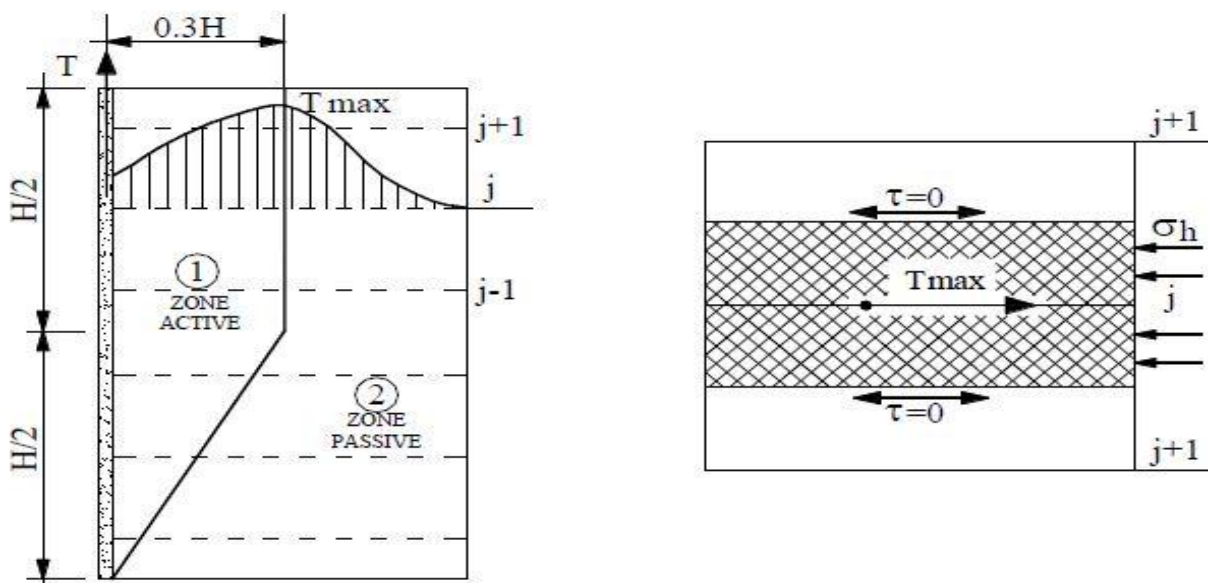


Figure 2- 4 : Stabilité interne (Philipponnat et al., 2000)

2.3.3 Comportement externe

Le massif en sol renforcé est considéré comme un mur- poids monolithique de hauteur H et de largeur L (Philipponnat et al., 2000), (Figure 2-5).

Les efforts qui s'exercent sur ce massif par unité de longueur sont :

- La poussée des terres P_A sur la face arrière, cette poussée étant inclinée selon un angle δ . Les différentes expérimentations ont montré que cette poussée correspond à la poussée active du fait de la déformabilité du massif et que δ augmente avec l'élançement du mur H/L ;
- Le poids du massif W_r .

Ces efforts provoquent une force résultante R au niveau de la base présentant une excentricité e par rapport à l'axe du remblai.

Chapitre 2 : Méthodes de dimensionnement et de calcul des culées de pont en sol renforcé.

La stabilité externe des ouvrages de soutènement en sol renforcé est similaire à celle de tout ouvrage de soutènement classique (tels que les murs poids). La justification de tels ouvrages passe donc par l'étude de la stabilité d'ensemble, de la portance du sol et du glissement potentiel du mur sur le sol de fondation.

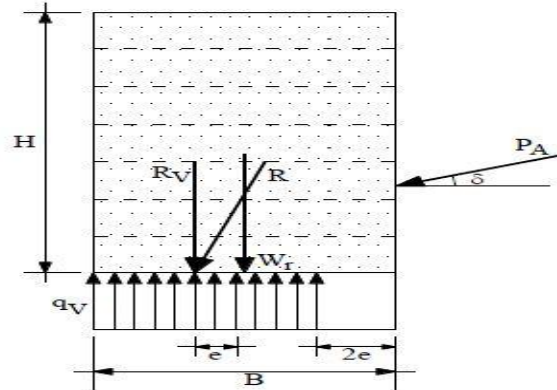


Figure 2- 5 : Stabilité externe (Philipponnat et al.,2000)

2.3.4 Normes et règlement pour la justification des ouvrages concernés

Le contexte normatif français des ouvrages en sol renforcé comprend :

Années 80 : les recommandations

- Le premier document paru est : Les ouvrages en terre armée – Recommandations et règles de l'art diffusé par la Direction des Routes et de la Circulation Routière le 7 mai 1979 (SETRA-LCPC, 1979).
- Recommandations pour l'emploi des géotextiles dans le renforcement des ouvrages en terre diffusé par la Comité Français des Géosynthétiques 1990.

Années 90 : les premières normes

- La première norme française NF P94-220 parait en juillet 1992. Elle est partiellement remplacée en juin 1998 par la norme NF P94-220-0 "Renforcement des sols - Ouvrages en sols renforcés par armatures ou nappes peu extensibles et souples". La norme française NF P94-220-1 en 1998, la norme française NF P94-220-2 en 1998.

Années 2000 : le contexte européen (et concurrentiel...)

- En janvier 2007 NF EN 14475. Exécution des travaux géotechniques spéciaux – Remblais renforcés, 2007.
- En juillet 2009 est publiée la norme NF P94-270 intitulée "Calcul géotechnique – Ouvrages de soutènement – Remblais renforcés et massifs en sol cloué".
- La littérature Américaine dispose de plusieurs normes et guides. La norme AASHTO en 2007.

2.4 Culées de pont

2.4.1 Selon les normes Françaises

Les charges on bande ne sont diffusées que jusqu'à la profondeur y_0 où $d\sigma_i / d_v = 0$ pour la contrainte maximale totale. En pratique y_0 est donné par l'équation :

$$y_0^2 - (L - 2e)y_0 + 0.83\ell^2 \quad (2-1)$$

Où :

ℓ est la largeur du sommier comptée depuis le parement, et e est l'excentricité qui vient du calcul en soutènement.

a) Soutènement

Au moment dû à la poussée des terres et à la force horizontale en tête on ajoute les moments provenant du déport des charges diffusées, soit :

$$M_{\text{diff}} = \sum M_i \quad ; \quad M_i = \lambda_i \frac{q_i a_i^2}{\pi} \left\{ \rho + (1 + \rho^2) \left(\frac{\pi}{2} - \arctan \rho \right) \right\}$$

$$\text{où} \quad ; \quad \rho = \frac{y}{a_i} \quad \text{et} \quad y \leq y_0 \quad (2-2)$$

Sous l'effet de l'ensemble de ces moments, la résultante de toutes les charges verticales (sauf celles qui sont diffusées) a une excentricité e . Il y correspond une contrainte verticale uniforme :

$$\sigma_{11} = \frac{R_v}{L - 2e} \quad (2-3)$$

b) Superposition

Une enveloppe de la contrainte verticale totale (Figure 2-6) est définie par :

$$\sigma_1 = \sigma_{11} + \sigma_{12}(x) \quad (2-4)$$

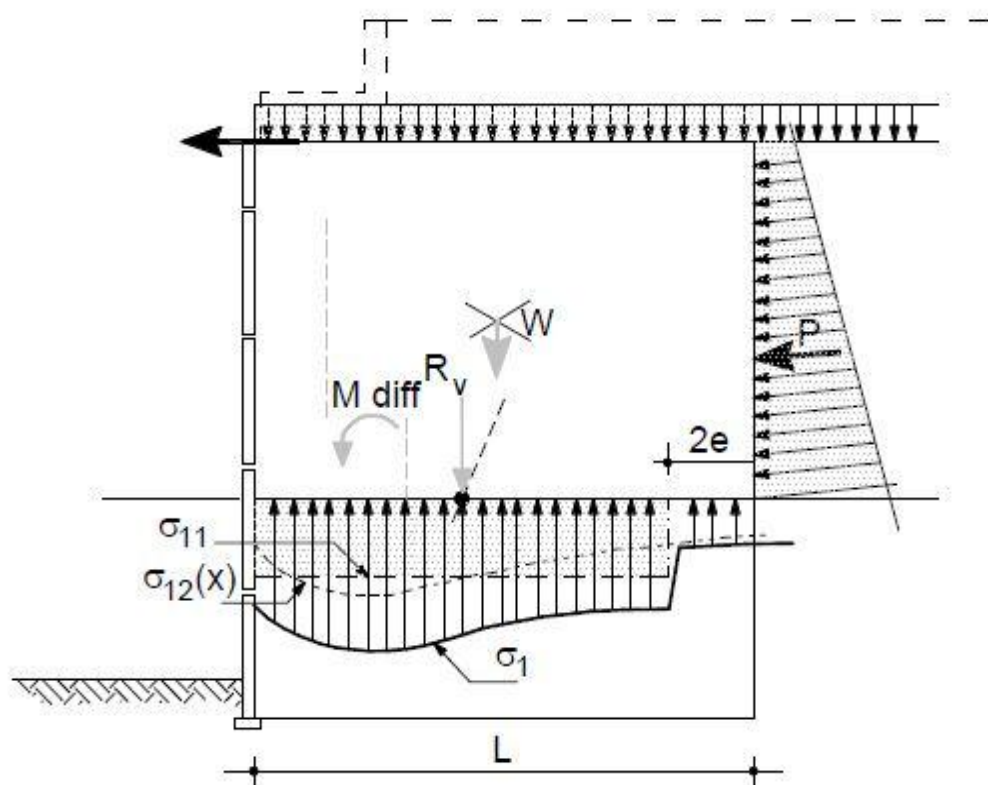


Figure 2- 6 : Superposition des contraintes verticales partielles venant de la fonction soutènement σ_{11} et des charges diffusées $[\sigma_{12}(x)]$ (Terre Armée)

2.4.2 Combinaisons d'actions

La justification des ouvrages en sol renforcé est basée sur la seule considération d'états-limites ultimes. Les combinaisons fondamentales (en conditions statiques) axées sur une action variable dite de base avec sa valeur caractéristique et, s'il y a lieu, une ou plusieurs autres actions variables dites d'accompagnement avec leurs valeurs de combinaison.

Dans une combinaison donnée, les différents termes doivent désigner des actions d'origine et de nature différentes, ce qui exclut de partager une même action entre deux termes d'une même combinaison (principe de cohérence). Par exemple on ne peut considérer la composante verticale de la poussée des terres comme une action stabilisante et sa composante horizontale comme une action déstabilisante, lors de la vérification d'un état limite ultime de glissement sur la base (NF P94-270, 2009). La justification des ouvrages en sol rapportés renforcés se fait suivant la méthode des états limites avec coefficients partiels de sécurité.

La stabilité externe du massif est justifiée à l'état limite ultime vis-à-vis des critères :

- de glissement sur la base,
- de poinçonnement du sol de fondation.

Chapitre 2 : Méthodes de dimensionnement et de calcul des culées de pont en sol renforcé.

Le dimensionnement interne de l'ouvrage est justifié à l'état limite ultime, localement pour chaque lit d'armature, vis-à-vis des critères :

- de résistance,
- d'adhérence.

Pour des situations de projet durables ou transitoires (combinaison fondamentale pour des états-limites ultimes STR et GEO, cas de l'approche de calcul 2), (NF P94-270, 2009) :

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} 1,35 G_{kj, \text{sup}} + \sum_{j \geq 1} G_{kj, \text{inf}} + \sum_{j \geq 1} 1,5 \Psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} 1,5 \Psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad (2-5)$$

G_{sup} action permanente défavorable ;

G_{inf} action permanente favorable ;

$\Psi_{0,1} Q_{k,1}$ valeur de combinaison de l'action variable défavorable dominante ;

$\Psi_{0,i} Q_{k,i}$ valeur de combinaison de l'action variable défavorable d'accompagnement i .

Les indices « k » et « d » se rapportent respectivement à la valeur caractéristique et à la valeur de calcul soit d'une action ou de son effet, soit d'une résistance, soit d'une propriété d'un matériau. Par exemple :

- La valeur de calcul du poids de remblai renforcé $\gamma_{1d} = \gamma_{1k, \text{sup}}$ (traction ou poinçonnement), $\gamma_{1d} = \gamma_{1k, \text{inf}}$ (adhérence ou glissement).
- La valeur de calcul de l'angle de frottement du matériau de la zone renforcée ϕ_{1d} :

$$\phi_{1d} = \arctan \left[\frac{\tan \phi_{1k}}{\gamma_{\phi'}} \right] \quad (2-6)$$

$\gamma_{\phi'}$ est un facteur partiel pour le paramètre du sol (dans notre cas $\gamma_{\phi'} = 1$, NF P94-270, 2009, Annexe C, Tableau C.3.1) d'où : $\phi_{1d} = \phi_{1k}$.

Les indices de Ψ pour les valeurs de combinaison des actions variables Q ont la signification suivante :

- le premier indice : (0) indique qu'il s'agit d'une valeur de combinaison, (1) indique qu'il s'agit d'une valeur fréquente, (2) d'une valeur quasi-permanente.
- le second indice fait référence au numéro de l'action variable.

Les valeurs des coefficients Ψ_0 sont inférieures ou égales à 1 pour tenir compte de la probabilité de combinaison des actions variables. Elles sont données pour les charges usuelles aux endroits appropriés des normes NF EN 1990, 2006 et NF EN 1991, 2007. Dans notre cas, $\Psi_{0,1} = 1$ et $\Psi_{0,i} = 0.8$ (NF P94-220-0, 1998).

Les autres symboles sont définis aux endroits appropriés dans le corps du texte.

Chapitre 2 : Méthodes de dimensionnement et de calcul des culées de pont en sol renforcé.

Deux actions variables d'accompagnement dans les culées : l'effet de la déformation différée (fluage) F_{h1} et de la dilatation thermique F_{h2} dans les ponts en béton. Ce sont des actions horizontales appliquées au sommier dans le même point d'application de la force de freinage F_2 .

L'équation (2-5) devient donc (NF P94-270, 2009) :

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} 1,35 G_{kj, \text{sup}} + \sum_{j \geq 1} G_{kj, \text{inf}} + \sum_{j \geq 1} 1,5 Q_{k1} + \sum_{i > 1} 1,2 Q_{ki} \right\} \quad (2-7)$$

2.4.2.1 Stabilité externe

a) Sommier

Les principales actions appliquées au sommier dans le cas général sont montrées dans la (Figure 2-7).

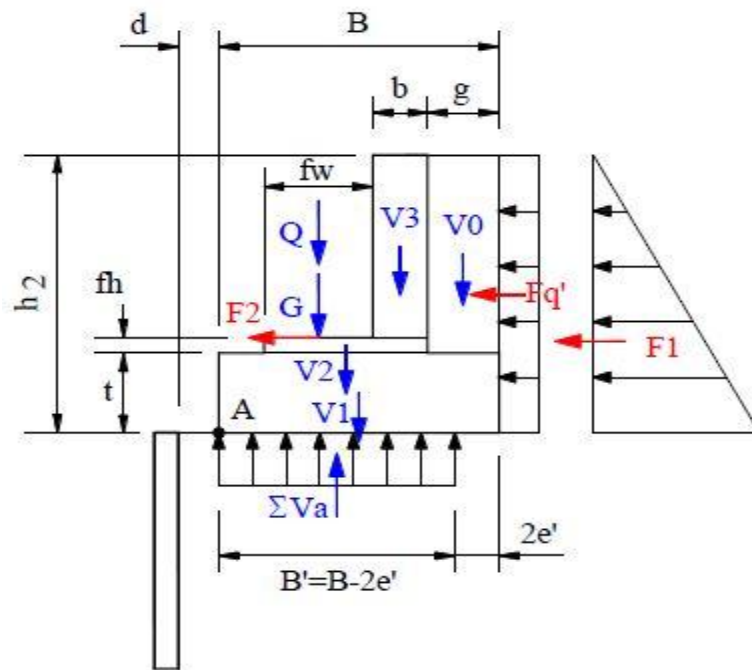


Figure 2- 7 : Principales actions appliquées au sommier

Chapitre 2 : Méthodes de dimensionnement et de calcul des culées de pont en sol renforcé.

Tableau 2- 1 : Coefficients des combinaisons d'action fondamentale pour le dimensionnement externe (Sommier)

Sommier

Actions Permanentes

Poids propre du pont	G
Poids propre du sommier	V ₀
	V ₁
	V ₂
	V ₃
Poussée du remblai derrière le sommier	F ₁

Actions Variables Dominantes

Charge du pont	Q
Poussée de la charge de circulation derrière sommier	Fq'
Freinage	F2

Actions Variables D'accompagnements

Déformations différées	Fh ₁
Dilatations thermiques	Fh ₂

		Situation de projet durables et transitoires	
		comb. 1	comb. 2
stab.	Ext. poinç.		glis.
		1.35	1
		1.35	1
		1.35	1
		1.35	1
		1.35	1
	γ _{1k(sup)} 1.35	1.35	γ _{1k(sup)}
	1.35		
		1.5	–
		1.5	1.5
		1.5	1.5
		1.2	1.2
		1.2	1.2

$$V_0 = [g \times (h_2 - t)] \cdot \gamma_{1d}$$

Avec :

γ_{1d} (valeur de calcul du poids de remblai renforcé).

$$V_1 = (B \times t) \cdot \gamma_{bét}$$

$$V_2 = [(f_w + b) \times f_h] \cdot \gamma_{bét}$$

$$V_3 = [b \times (h_2 - f_h - t)] \cdot \gamma_{bét}$$

Avec :

$\gamma_{bét}$ (poids propre du sommier).

G = Poids propre du pont (actions permanentes).

Q = Charge du pont (actions variables).

$$F_1 = [1/2 \cdot K_{a(1)} \cdot \gamma_{1d} \cdot h^2] \text{ (poussée du remblai derrière le sommier)}$$

Avec :

$K_{a(1)} = \tan^2(45^\circ - \phi_{1d}/2)$ (coefficient de poussée active du remblai renforcé).

$Fq' = [K_{a(1)} \cdot q' \cdot h_2]$ (poussée derrière le sommier due à la surcharge q').

F2 = effort de freinage (Fascicule n° 61 Titre II).

Fh₁ = déformations différées (fluage).

Chapitre 2 : Méthodes de dimensionnement et de calcul des culées de pont en sol renforcé.

F_{h2} = dilatations thermiques.

1) Facteur de sécurité vis-à-vis d'un glissement sur la base du sommier

ΣV_a = somme des forces verticales agissant sur le sommier.

$$\Sigma V_a = V_0 + V_1 + V_2 + V_3 + G + Q$$

ΣF_a = somme des forces horizontales agissant sur le sommier.

$$\Sigma F_a = F_q' + F_1 + F_2 + F_{h1} + F_{h2}$$

$$\frac{(\Sigma V_a - Q) \tan \varphi_{1d}}{\Sigma F_a} \geq FS_{glis} \quad (2-8)$$

A titre indicatif le coefficient de sécurité $FS_{glis} = 1.5$

2) Vérification de la condition d'excentricité

ΣM_{RA} = somme des moments renversants par rapport au point "A".

$$\Sigma M_{RA} = F_q' \cdot (h_2/2) + F_1 \cdot (h_2/3) + [F_2 + F_{h1} + F_{h2}] \cdot (t + fh)$$

ΣM_{SA} = somme des moments stabilisants par rapport au point "A"

$$\Sigma M_{SA} = V_0 \cdot [(B - g/2)] + V_1 \cdot (B/2) + V_2 \cdot [(fw + b)/2 + (B - g - b - fw)] + V_3 \cdot [(b/2) + (B - g - b)] + (G + Q) \cdot [(fw/2) + (B - g - b - fw)].$$

e' = l'excentricité à la base du sommier.

$$e' = \left| \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_{SA} - \Sigma M_{RA}}{\Sigma V_a} \right| < \frac{B}{6} \quad (2-9)$$

$$\begin{cases} \text{si } \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_{SA} - \Sigma M_{RA}}{\Sigma V_a} > 0 \rightarrow \text{(Figure 2-8 a)} \\ \text{si } \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_{SA} - \Sigma M_{RA}}{\Sigma V_a} < 0 \rightarrow \text{(Figure 2-8 b)} \end{cases}$$

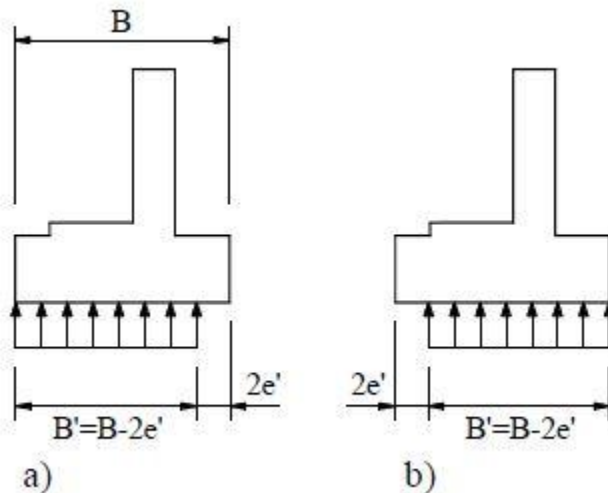


Figure 2- 8 : Positions de l'excentricité sous le sommier

Chapitre 2 : Méthodes de dimensionnement et de calcul des culées de pont en sol renforcé.

3) Vérification du non-poinçonnement du sommier

Dans le cas de poinçonnement, seule la résultante des actions permanentes qui doit être considérée (NF P94-270, 2009).

$$\Sigma V_a = V_0 + V_1 + V_2 + V_3 + G$$

$$\Sigma M_{RA} = F_1 \cdot (h_2/3)$$

$$\Sigma M_{SA} = V_0 \cdot [(B - g/2)] + V_1 \cdot (B/2) + V_2 \cdot [(f_w + b)/2 + (B - b - f_w)] + V_3 \cdot [(b/2) + (B - b)] + G \cdot [(f_w/2) + (B - b - f_w)]$$

e' = l'excentricité à la base du sommier.

$$e' = \left| \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_{SA} - \Sigma M_{RA}}{\Sigma V_a} \right| < \frac{B}{6}$$

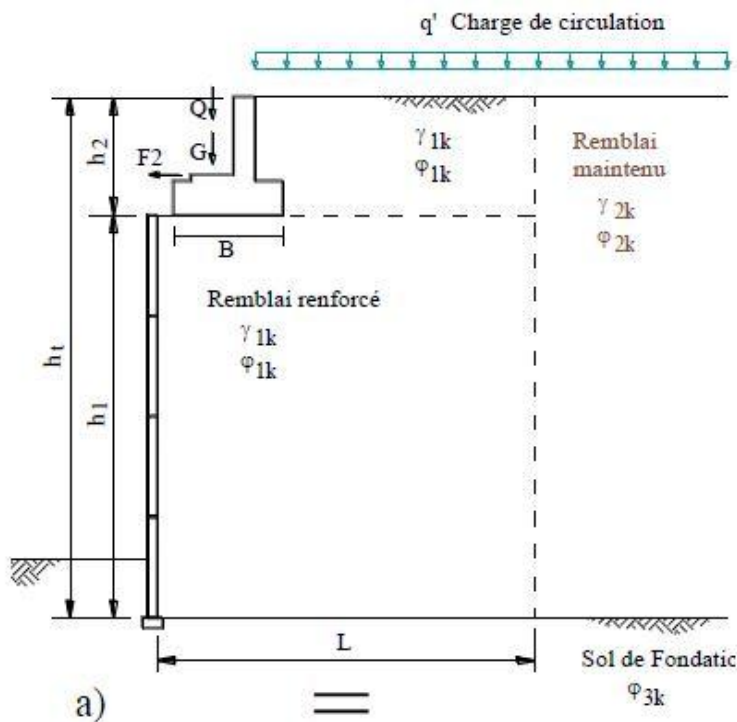
Il faut vérifier l'inégalité :

$$\Sigma V_a \leq q_{ref} (B - 2e') \tag{2-10}$$

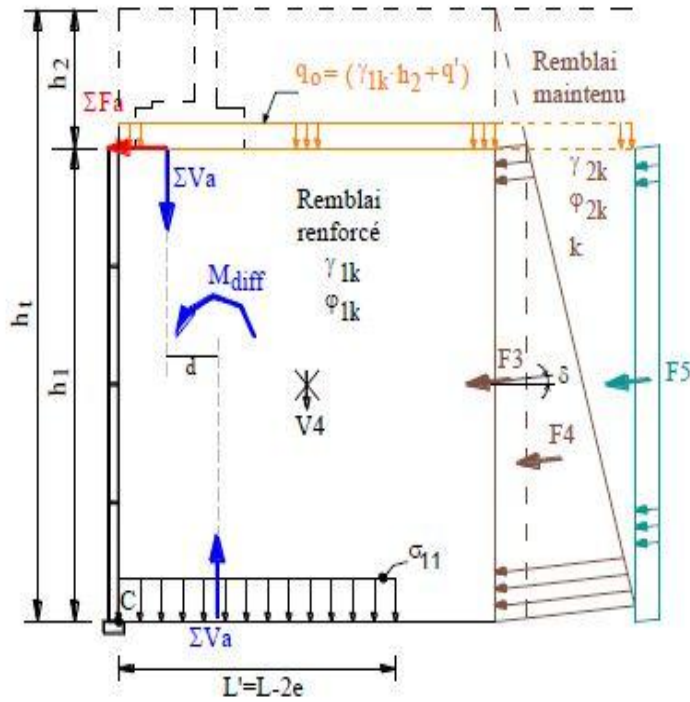
Avec : $q_{ref} \leq 200$ kPa

b) Massif renforcé

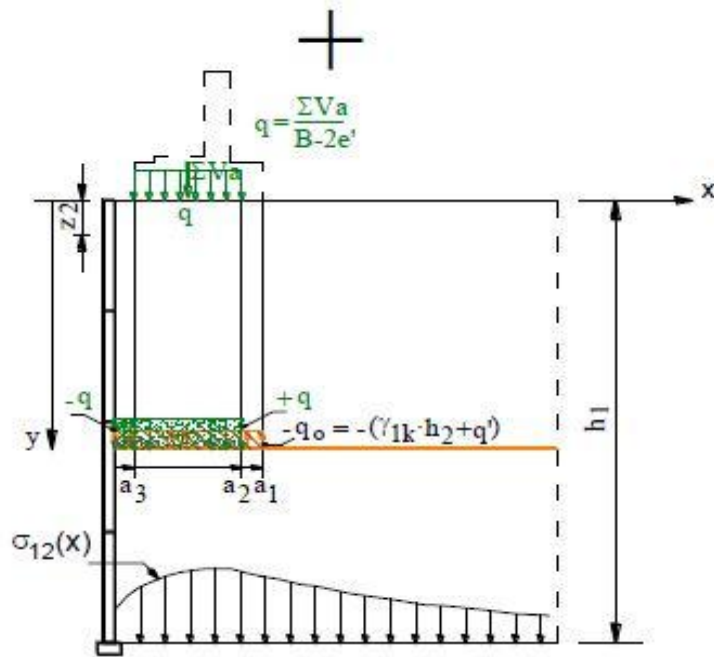
Les Principales actions à prendre en compte pour la vérification de la stabilité d'une culée en sol renforcé dans le cas général sont (Figure 2-9) :



Chapitre 2 : Méthodes de dimensionnement et de calcul des culées de pont en sol renforcé.



b) Fonction soutènement



c) Fonction support de charge

Figure 2- 9 : Superposition des contraintes (méthode française)

Chapitre 2 : Méthodes de dimensionnement et de calcul des culées de pont en sol renforcé.

Tableau 2- 2 : Coefficients des combinaisons d'action fondamentale pour le dimensionnement externe et interne (Remblai)

Remblais

Actions Permanentes

Poids propre du massif	γ_{1k}
Charge permanente sur massif	q_0
Poussée du remblai derrière le massif	F3 et F4

Charge réduite transmise par le sommier	q ou ΣV_a
Charge horizontale transmise par le sommier	ΣF_a

Actions Variables Dominantes

Charge de circulation sur le massif	q'
Poussée due à la charge de circulation	F5

		Situation de projet durables et transitoires	
		comb. 1	comb. 2
stab. ext.		poinç.	glis
stab. int.		traction	adhérence
	$\gamma_{1k(sup)}$	1.35	$\gamma_{1k(inf)}$ 1
	$\gamma_{1k(sup)}$	1.35	$\gamma_{1k(inf)}$ 1
	$\gamma_{2k(sup)}$	1.35	$\gamma_{2k(inf)}$ 1
		1.35	a)
		1.35	b)
		1.5	—
		1.5	1.5

La combinaison 1 est généralement défavorable pour la traction (ou poinçonnement) et 2 pour l'adhérence (ou glissement).

$$a) \Sigma V_a = V_0 + V_1 + V_2 + V_3 + G \text{ (sans l'action variable } Q)$$

$$b) \Sigma F_a = 1.5Fq' + 1.35F_1 + 1.5F_2 + 1.2 \cdot (F_{h1} + F_{h2})$$

1) Calcul de la contrainte verticale σ_{11} (Fonction soutènement)

$q_0 = (\gamma_{1d} \times h_2 + q') \times L$ (Charge permanente et charge de circulation sur le sur massif) $V_4 = \gamma_{1d} \times h_1 \times L$ (Poids propre du massif)

ΣF_a = Charge horizontale transmise par le sommier.

F3 et F4 = Poussées du remblai derrière le massif renforcé.

$$F_3 = [K \cdot \gamma_{2d} \cdot h_2] \cdot h_1.$$

Composante horizontale $F_{3h} = F_3 \cos \delta$.

Composante verticale $F_{3v} = F_3 \sin \delta$.

$$F_4 = [1/2 \cdot K \cdot \gamma_{2d} \cdot h_1] \cdot h_1.$$

Composante horizontale $F_{4h} = F_4 \cos \delta$.

Composante verticale $F_{4v} = F_4 \sin \delta$.

F5 = Poussée due à la charge de circulation.

$$F_5 = K \cdot q' \cdot h_1.$$

Composante horizontale $F_{5h} = F_5 \cos \delta$.

Composante verticale $F_{5v} = F_5 \sin \delta$.

Chapitre 2 : Méthodes de dimensionnement et de calcul des culées de pont en sol renforcé.

Avec :

$$k = \frac{\cos^2 \varphi_{2d}}{\cos \delta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_{2d} + \delta) \sin \delta}{\cos \delta}} \right]^2} \quad (2-11)$$

$$\delta = \text{Mini} \left\{ \frac{2}{3} \varphi_{2d} ; 0.8 \left(1 - 0.7 \frac{l_m}{h_e} \right) \varphi_{1d} \right\} \quad (2-12)$$

Où :

$$l_m = S_r/h_e$$

φ_{1d} est la valeur de calcul de l'angle de frottement du matériau de la zone renforcée.

φ_{2d} est la valeur de calcul de l'angle de frottement du terrain à l'arrière de la zone renforcée.

l_m est la longueur moyenne des lits de renforcement (NF P94-270, 2009, Annexe D).

h_e est la hauteur du massif renforcé considérée pour le calcul de la poussée (NF P94-270, 2009, Annexe D).

S_r est la surface du massif renforcé (NF P94-270, 2009, Annexe D).

$M_{diff} = \sum M_i$ (moments provenant du déport des charges diffusées)

$$M_i \begin{cases} M_1 = -\lambda_1 \frac{q_0 a_1^2}{\pi} \left\{ \left(\frac{y}{a_1} \right) + \left(1 + \left(\frac{y}{a_1} \right)^2 \right) \left(\frac{\pi}{2} - \arctan \left(\frac{y}{a_1} \right) \right) \right\} \\ M_2 = -\lambda_2 \frac{q a_2^2}{\pi} \left\{ \left(\frac{y}{a_2} \right) + \left(1 + \left(\frac{y}{a_2} \right)^2 \right) \left(\frac{\pi}{2} - \arctan \left(\frac{y}{a_2} \right) \right) \right\} \\ M_3 = -\lambda_3 \frac{q a_3^2}{\pi} \left\{ \left(\frac{y}{a_3} \right) + \left(1 + \left(\frac{y}{a_3} \right)^2 \right) \left(\frac{\pi}{2} - \arctan \left(\frac{y}{a_3} \right) \right) \right\} \end{cases}$$

Où :

$$a_1 = d + B \quad (2-13)$$

$$a_2 = \begin{cases} d + B - 2e' ; & \text{Si } \frac{B}{2} - \frac{\sum M_{SA} - \sum M_{RA}}{\sum V_a} > 0 \\ d + B ; & \text{Si } \frac{B}{2} - \frac{\sum M_{SA} - \sum M_{RA}}{\sum V_a} < 0 \end{cases} \quad (2-14)$$

$$a_3 = \begin{cases} d ; & \text{Si } \frac{B}{2} - \frac{\sum M_{SA} - \sum M_{RA}}{\sum V_a} > 0 \\ d + 2e' ; & \text{Si } \frac{B}{2} - \frac{\sum M_{SA} - \sum M_{RA}}{\sum V_a} < 0 \end{cases} \quad (2-15)$$

$$y = h_1$$

e' : excentricité (cf. 2.5.1.4.a. On rappelle que l'excentricité e' est déterminée selon le cas de la combinaison utilisée).

Chapitre 2 : Méthodes de dimensionnement et de calcul des culées de pont en sol renforcé.

ΣMRC = somme des moments renversants par rapport au point "C".

$$\Sigma MRC = \Sigma Fa \cdot (h_1) + F3h \cdot (h_1/2) + F4h \cdot (h_1/3) + F5h \cdot (h_1/2) + M_{diff}$$

ΣMSC = somme des moments stabilisants par rapport au point "C".

$$\Sigma MSC = (q_0 + V4) \cdot (L/2) + (F3_v + F4_v + F5_v) \cdot (L)$$

$M = \Sigma M_{sc} - \Sigma M_{rc}$ (moment résultant).

$$R_v = q_0 + V4$$

$$e = \frac{L}{2} - \frac{M}{R_v}$$

$$\sigma_{11} = \frac{R_v}{L - 2e}$$

2) Calcul de la contrainte verticale σ_{12} (Fonction support de charge)

$$\sigma_{1v} \begin{cases} \sigma_{1V} = -\frac{q_0}{\pi} \left\{ \frac{t}{1+t^2} + \arctan t \right\}_{t_1=(x-a_1)/y}^{t_2=(x+a_1)/y} \\ \sigma_{2V} = +\frac{q}{\pi} \left\{ \frac{t}{1+t^2} + \arctan t \right\}_{t_1=(x-a_2)/y}^{t_2=(x+a_2)/y} \\ \sigma_{3V} = -\frac{q}{\pi} \left\{ \frac{t}{1+t^2} + \arctan t \right\}_{t_1=(x-a_3)/y}^{t_2=(x+a_3)/y} \end{cases}$$

$$\sigma_{12} = \Sigma \sigma_{1v}$$

Où :

$$a_1 = d + B$$

$$a_2 = \begin{cases} d + B - 2e'; & \text{Si } \frac{B}{2} - \frac{\Sigma MSA - \Sigma MRA}{\Sigma Va} > 0 \\ d + B; & \text{Si } \frac{B}{2} - \frac{\Sigma MSA - \Sigma MRA}{\Sigma Va} < 0 \end{cases}$$

$$a_3 = \begin{cases} d; & \text{Si } \frac{B}{2} - \frac{\Sigma MSA - \Sigma MRA}{\Sigma Va} > 0 \\ d + 2e'; & \text{Si } \frac{B}{2} - \frac{\Sigma MSA - \Sigma MRA}{\Sigma Va} < 0 \end{cases}$$

$$y = h_1$$

e' : excentricité (cf. 2.5.1.4.a. On rappelle que l'excentricité e' est déterminée selon le cas de la combinaison utilisée).

3) Calcul de la contrainte verticale totale σ_v :

$$\sigma_v = \sigma_{11} + \sigma_{12}$$

a) Etats-limites de poinçonnement :

$$R_v \leq \frac{R_k}{\gamma_{Rv}} \quad (2-16)$$

R_k est la valeur caractéristique de la résistance ultime (portance) du terrain de fondation (NF P94-270, 2009)

Chapitre 2 : Méthodes de dimensionnement et de calcul des culées de pont en sol renforcé.

γ_{Rv} est le facteur partiel de sécurité pour la résistance ultime (portance) du terrain de fondation, $\gamma_{Rv} = 1.4$ (NF P94-270, 2009, Annexe C, Tableau C.6.1)

Le cas des culées de pont est différent de celui des murs de soutènement. Une culée en sol renforcé n'est souvent que la partie terminale d'un remblai d'accès, lequel peut être limité par des murs en sol renforcé. Dans ce dernier cas et en section courante, la justification de la stabilité externe de chaque mur est faite comme pour les murs à double parement (Figure 2-10).

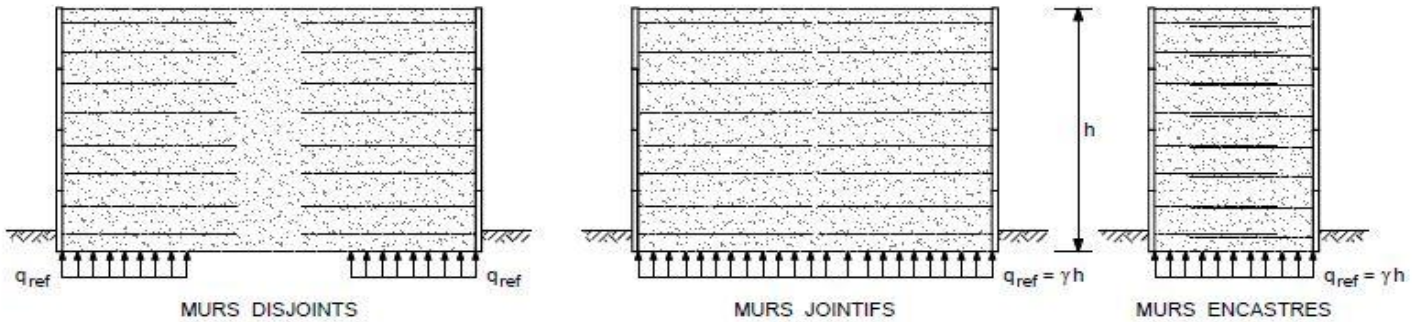


Figure 2- 10 : Largeur de massif conventionnelle pour la vérification au poinçonnement (SETRA-LCPC, 1979)

Au droit de la culée proprement dite, on prend une largeur de fondation conventionnelle définie comme pour les murs de soutènement, et une longueur représentant, parallèlement au mur de front et au niveau de la base, la dimension de la zone de diffusion de la charge transmise par le sommier (SETRA-LCPC, 1979).

La contrainte verticale de référence appliquée au sol est calculée, par contre le calcul de la capacité portante du sol de fondation doit être fait en considérant une forme rectangulaire de largeur D' et de longueur λ par opposition au calcul sur semelle filante fait dans le cas d'un mur linéaire.

b) Etat-limite de glissement sur la base :

Pour mémoire (le problème ne se pose généralement pas pour les culées).

2.4.2.2 Stabilité interne

Une culée en sol renforcé est une structure complexe et doit être analysée de façon prudente. Nous n'exposerons ici que les résultats concernant les efforts maximaux de traction dans les lits d'armatures et la résistance à l'arrachement (adhérence) qui sont essentiels.

a) Efforts de traction dans les lits d'armatures :

Les étapes de calcul de l'effort de traction maximal $T_{max;d}$ sont :

Chapitre 2 : Méthodes de dimensionnement et de calcul des culées de pont en sol renforcé.

Étape 1 : détermination de la hauteur mécanique, longueur des renforcements et lignes des tractions maximales :

La hauteur totale de l'ouvrage, $h_t = h_1 + h_2$, définit le niveau à partir duquel est comptée la profondeur z (Figure 2.18), qui sert en particulier à déterminer la valeur du coefficient K (Étape5) et celle du coefficient α (NF P94-270, 2009, Annexe E.2.4).

La dimension transversale (L) d'un ouvrage en remblai renforcé vertical ou à fruit est souvent voisine de $0.7h_m$ (NF P94-270, 2009, Annexe A.1.1 (1)).

$$h_m = h_1 + \max \left[h_2; \frac{q_{m;d}}{\gamma_{1;d}} \right] \quad (2-17)$$

$q_{m;d}$: est la contrainte moyenne de calcul sur une largeur $0,5h_1$ derrière le parement, à la profondeur $z = h_2$.

$\gamma_{1;d}$: est la valeur de calcul du poids propre du remblai.

On définit une ligne des tractions maximales pour chacune des deux fonctions de l'ouvrage.

- une ligne ABCD pour la fonction support de charge (fonction de diffusion) ;
- une ligne EFD pour la fonction soutènement.

La ligne ABCD descend verticalement du centre A du sommier jusqu'au point B situé à une profondeur égale à la largeur du sommier. Cette ligne rejoint le parement en C avec une pente à $1/2$ (h/v). Si le point C se trouve rejeté au-dessous du pied D, la ligne est constituée d'un segment de pente à $1/2$ partant de D et d'un segment vertical partant de A.

La ligne EFD est construite comme la ligne des tractions maximales d'un mur de hauteur mécanique h_m (Figure 2.19) tant que le sommier est entièrement situé dans la zone active ainsi délimitée. Si le sommier est plus large, la ligne EFD est constituée d'un segment DF de pente à $1/2$ (h/v) et d'un segment FE à $1/6$, sans que E puisse dépasser le point G.

Chapitre 2 : Méthodes de dimensionnement et de calcul des culées de pont en sol renforcé.

Étapes 2, 3 et 4

La détermination des contraintes verticales σ_{11} , σ_{12} et de la contrainte totale verticale σ_v à la cote z se fait, de façon analogue au dimensionnement externe, en réduisant les efforts provenant de tout ce qui est situé au-dessus du lit considéré et en les répartissant sur la largeur réduite $(L(z)-2e)$. (c-à-d., on remplace h_1 par y ou $z-h_2$)

Étape 5 : détermination du coefficient K

Le coefficient K dépend de la profondeur z du lit de renforcement considéré.

$$K(z) = \begin{cases} K(z) = \Omega_1 K_a \left[1.6 \left(1 - \frac{z}{z_0} \right) + \frac{z}{z_0} \right] & \text{si } z \leq z_0 \\ K(z) = \Omega_1 K_a & \text{si } z > z_0 \end{cases} \quad (2-18)$$

Où :

z_0 est une profondeur prise égale à 6 m.

K_a est le coefficient de poussée active du remblai du massif, donné par $K_a = \tan^2(45^\circ - \phi_1 d/2)$.

Ω_1 est un coefficient (≥ 1.0) lié au type de renforcement (dans notre cas $\Omega_1=1$, NF P94-270, 2009, Annexe E.2.3.3 (2)).

Étape 6 : calcul de la contrainte σ_{hq} provenant des charges horizontales

$$\sigma_{hq} = \Delta\sigma_h$$

La contrainte horizontale due à l'effort horizontal en tête est calculée comme suit (NF P94- 220-0, 1998, Annexe G) :

$$\sigma_{hq} = \begin{cases} = 2 \frac{\Sigma F_a}{B + d} \left(1 - \frac{y}{B + d} \right) & \text{pour } y \leq B + d \\ = 0 & \text{pour } y > B + d \end{cases} \quad (2-19)$$

Étape 7 : calcul de la contrainte horizontale totale σ_h

$$\sigma_h = K \cdot \sigma_v + \sigma_{hq} \quad (2-20)$$

Étape 8 : calcul de l'effort de traction maximal T_{max}

$$T_{max;d} = \sigma_h \cdot s_v \quad (2-21)$$

Où : s_v est l'espacement vertical des lits de renforcement

Chapitre 2 : Méthodes de dimensionnement et de calcul des culées de pont en sol renforcé.

b) Interaction sol – renforcement

La résistance ultime d'interaction à considérer pour la justification de la stabilité interne sont définies par :

$$R_{f,d} = \frac{\tau_{\max;k} P_s L_s}{\gamma_{M,f}} \quad (2-22)$$

$\gamma_{M,f}$: Facteurs partiels de matériau pour les renforcements géosynthétiques des ouvrages en sol renforcé (NF P94-270, 2009, Annexe C.4.3, Tableau C.4.3).

$P_s L_s$ est, pour un lit de renforcement et par mètre de parement, la surface conventionnelle où se mobilise l'interaction sol - renforcement, P_s étant le périmètre de sa section transversale et L_s sa longueur.

Les modes de détermination des valeurs de P_s , L_s et τ_{\max} sont précisés ci-dessous :

$P_s = 2Nb$, où N est le nombre d'éléments de renforcement par mètre de parement. (cas où les renforcements de remblai en bande géosynthétiques).

$P_s = 2$, par mètre de parement d'une nappe continue -faces supérieure et inférieure- (cas où les renforcements de remblai par nappes géosynthétiques).

$L_s = L_e$ au-delà de la ligne de traction maximale pour la stabilité interne (Figure 2-11).

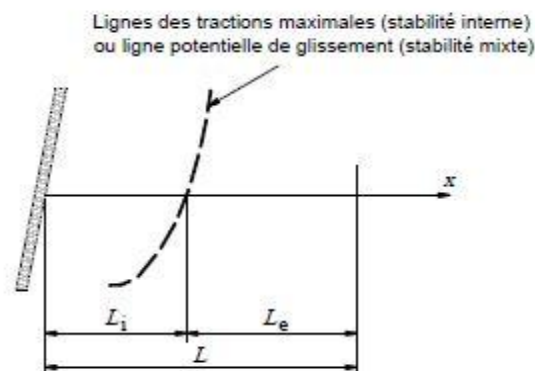


Figure 2- 11 : Définition des longueurs d'adhérence (NF P94-270, 2009)

La valeur moyenne, sur la longueur d'adhérence, de la contrainte verticale totale définie par :

$$\sigma_v = \frac{1}{L_s} \int \sigma_{v(z,x)} dx \quad (2-23)$$

Où la sommation est effectuée sur la longueur L_s .

$\sigma_{v(z,x)}$ est la valeur de la contrainte verticale à la distance x du parement sur le lit considéré.

Chapitre 2 : Méthodes de dimensionnement et de calcul des culées de pont en sol renforcé.

apparemment $\sigma_{v(z,x)} = \sigma_{11} + \sigma_{12}$ (voir les étapes de calcul T_{\max} 2, 3 et 4. On rappelle que la combinaison 2 est généralement défavorable pour l'adhérence). L'intégrale mathématique suivant peut être utilisable :

2.5 Selon les normes Américaines

Les facteurs de charge et les combinaisons de charges qui doivent être pris en compte dans la conception des structures de ponts et des structures de transport associés tels que les murs de soutènement est présenté dans AASHTO, 2007.

2.5.1 Stabilité externe

La (Figure 2-12) montre les principales actions appliquées à la culée en sol renforcé.

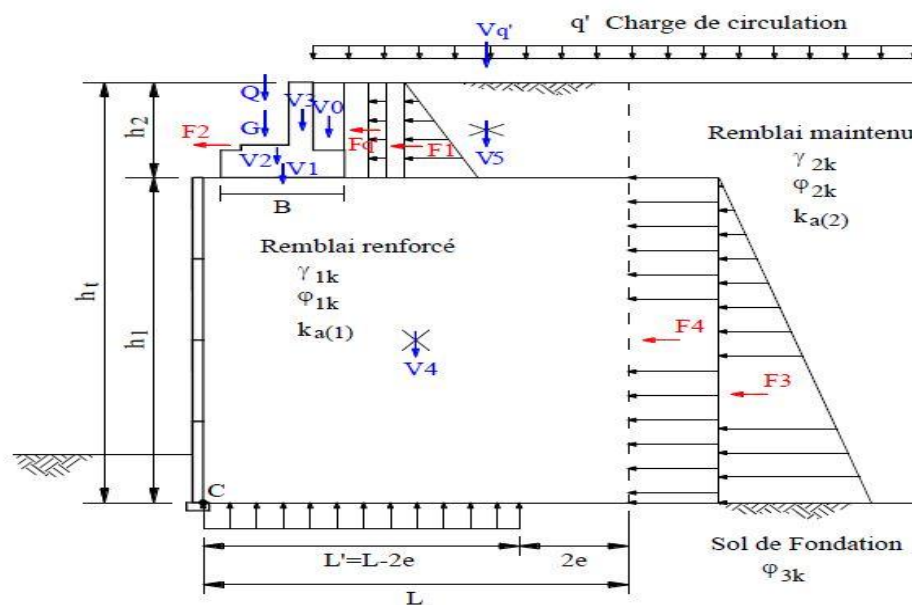


Figure 2- 12 : Principales actions appliquées à la culée en sol renforcé (méthode américaine)

a. Sommier

Le dimensionnement du sommier comprend les points ci-après :

- la résistance au glissement $FS > 1.5$;
- Excentricité $e' \geq B/6$;
- le poinçonnement du sol renforcé $q_{\text{sommier}} \leq q_{\text{Add}}$

Les principales actions appliquées au sommier sont :

$$V0 = [g \times (h2 - t)] \cdot \gamma_{1k}$$

Avec : γ_{1k} (poids propre du remblai renforcé).

$$V1 = (B \times t) \cdot \gamma_{\text{bét}}$$

$$V2 = [(fw + b) \times fh] \cdot \gamma_{\text{bét}}$$

Chapitre 2 : Méthodes de dimensionnement et de calcul des culées de pont en sol renforcé.

$$V3 = [b \times (h2 - fh - t)] \cdot \gamma_{\text{bét}}$$

Avec : $\gamma_{\text{bét}}$ (poids propre du sommier)

G = Poids propre du pont (actions permanentes)

Q = Charge du pont (actions variables)

$$F1 = 1/2 \cdot K_{a(1)} \cdot \gamma_{1k} \cdot h2^2 \text{ (poussée du remblai derrière le sommier)}$$

Avec : $K_{a(1)} = \tan^2(45^\circ - \phi_{1k/2})$ (coefficient de poussée active du remblai renforcé)

$$Fq' = K_{a(1)} \cdot q' \cdot h2 \text{ (poussée derrière le sommier due à la surcharge } q')$$

F2 = effort de freinage

1. Facteur de sécurité vis-à-vis d'un glissement sur la base du sommier

ΣVa = somme des forces verticales agissant sur le sommier

$$\Sigma Va = V0 + V1 + V2 + V3 + G + Q$$

ΣFa = somme des forces horizontales agissant sur le sommier

$$\Sigma Fa = Fq' + F1 + F2$$

$$FS_{\text{glissement}} = \frac{(\Sigma Va - Q) \tan \phi_{1k}}{\Sigma Fa} > 1.5 \quad (2-24)$$

2. Vérification de la condition d'excentricité

ΣMRA = somme des moments renversants par rapport au point A

$$\Sigma MRA = Fq' \cdot (h2/2) + F1 \cdot (h2/3) + F2 \cdot (t + fh)$$

ΣMSA = somme des moments stabilisants par rapport au point A

$$\Sigma MSA = V0 \cdot [(B - g/2)] + V1 \cdot (B/2) + V2 \cdot [(fw + b)/2 + (B - b - fw)] + V3 \cdot [(b/2) + (B - b)] + (G + Q) \cdot [(fw/2) + (B - b - fw)]$$

e' = l'excentricité à la base du sommier

$$e' = \left| \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_{SA} - \Sigma M_{RA}}{\Sigma Va} \right| < \frac{B}{6}$$

3. Vérification du non-poinçonnement du sommier

$$q_{\text{sommier}} = \frac{\Sigma Va}{B - 2e'} < q_{\text{ad}} \quad (2-25)$$

q_{sommier} = la contrainte verticale appliquée par le sommier

q_{ad} = la contrainte admissible du remblai renforcé

Chapitre 2 : Méthodes de dimensionnement et de calcul des culées de pont en sol renforcé.

b. Massif renforcé

Le dimensionnement du massif renforcé comprend les points ci-après :

- la résistance au glissement $FS > 1.5$;
- Excentricité $e \geq L/6$;
- le poinçonnement du sol de fondation $q_{\text{contact}} \leq q_{\text{af}}$.

Les principales actions appliquées à la culée sont montrées dans la (Figure 2-12).

$$V4 = (L \times h_1) \cdot \gamma_{1k}$$

$$V5 = [(L - d - B) \times h_2] \cdot \gamma_{1k}$$

$$Vq' = (L - d - B) \cdot q'$$

F3 = Poussée du remblai derrière le massif renforcé

$$F3 = 1/2 \cdot K_{a(2)} \cdot \gamma_{2k} \cdot h_{12}$$

F4 = Poussée derrière le massif renforcé due à la surcharge

$$F4 = [K_{a(2)} \cdot (q' + \gamma_{2k} \cdot h_2)] \cdot h_1$$

I1 = Largeur chargée provoquée par les forces horizontales

$$I1 = (d + B - 2e') \cdot \tan(45^\circ + \varphi_{1k}/2)$$

1) Facteur de sécurité vis-à-vis d'un glissement sur la base

ΣV = somme des forces verticales agissant sur le sol de fondation

$$\Sigma V = V4 + V5 + Vq' + \Sigma Va$$

ΣF = somme des forces horizontales agissant sur le sol de fondation

$$\Sigma F = F3 + F4 + \Sigma Fa$$

$$FS_{\text{glissement}} = \frac{(\Sigma V - Q - V_{q'}) \tan \varphi_{3k}}{\Sigma F} > 1.5 \quad (2-26)$$

Avec φ_{3k} : l'angle de frottement du sol de fondation.

2) Vérification de la condition d'excentricité

ΣMRC = somme des moments renversants par rapport au point C

$$\Sigma MRC = F3 \cdot (h_1/3) + F4 \cdot (h_1/2) + \Sigma Fa \cdot (h_1 - I_1/3)$$

ΣMSC = somme des moments stabilisants par rapport au point C

$$\Sigma MSC = V4 \cdot (L/2) + (V5 + Vq') \cdot [(L - d - B)/2 + (d + B)] + (\Sigma M_{RA} + \Sigma Va \cdot d)$$

MS = moment par rapport au point C du à la surcharge q'

$$MS = Vq' \cdot [(L - d - B)/2 + (d + B)]$$

e = l'excentricité à la base du sol renforcé

$$e = \frac{L}{2} - \frac{\Sigma M_{SC} - \Sigma M_S}{\Sigma V - V_{q_s}} < \frac{L}{6} \quad (2-27)$$

3) Vérification de la capacité portante du sol de fondation

On calcul la longueur d'influence D_1 et la longueur de renforcement efficace L' au niveau de la fondation :

$$D_1 = d + B' + h_1/2 = d + (B - 2e') + h_1/2$$

$$L' = L - 2e$$

$$q_{\text{contact}} = \frac{\sum v}{\min\{D_1; L'\}} < q_{\text{af}} \quad (2-28)$$

q_{af} = la capacité portante du sol de fondation.

2.5.2 Stabilité interne

Les Etapes de calcul de la stabilité interne sont :

- Étape 1 : détermination de la ligne des tractions maximales ;
- Étape 2 : détermination de renforcement requis ;
- Étape 3 : résistance à l'arrachement (adhérence).

Étape 1 : détermination de la ligne des tractions maximales

Bien que les culées en sol renforcé sur des semelles larges aient presque toujours utilisé des renforts en acier inextensibles, ils peuvent également être utilisés avec des renforts extensibles.

Toutefois, des changements similaires dans la ligne de traction maximale à l'arrière de la semelle ont été observés pour l'armature extensible. Par conséquent, la ligne de traction maximale doit également être modifiée pour l'armature extensible si le bord arrière de la semelle s'étend au-delà d'une distance de $H \cdot \tan(45^\circ - \varphi^\circ/2)$ par rapport à la face de paroi. Ces lignes de traction maximale doivent être comparées avec la surface de rupture critique à partir de l'analyse de stabilité composée et le profil plus conservateur de la surface de rupture doit être sélectionné.

Étape 2 : détermination de renforcement requis

$$T_{\text{max}} = \sigma_h S_v \quad (2-29)$$

$$\sigma_h = K_r (\sigma_v + \Delta\sigma_v + q') + \Delta\sigma_h \quad (2-30)$$

σ_h = pression horizontale à la profondeur z .

S_v = espacement verticale entre les renforcements.

Le coefficient de poussée des terres K_r est variable selon l'extensibilité du renforcement.

$\Delta\sigma_v$ = pression verticale diffusée par le sommier.

$$\Delta\sigma_v = \Sigma V_a / D$$

Chapitre 2 : Méthodes de dimensionnement et de calcul des culées de pont en sol renforcé.

D = largeur effective de la charge appliquée à la profondeur z.

$$\text{Pour } z \leq z_2: D = (B - 2e') + z$$

$$\text{Pour } z > z_2: D = d + (B - 2e') + z/2$$

$$\text{Avec : } z_2 = 2 \cdot d$$

σ_v = pression verticale du sol à la profondeur z.

$$\sigma_v = (\gamma_{1k} \cdot h_2) + (\gamma_{1k} \cdot z)$$

q' = charge de circulation

$\Delta\sigma_h$ = pression horizontale supplémentaire à la profondeur z.

$$\text{Pour } z \leq I_1: \Delta\sigma_h = 2 \cdot \Sigma Fa \cdot (I_1 - z) / (I_1^2).$$

$$\text{Pour } z > I_1: \Delta\sigma_h = 0$$

La résistance ultime minimale de l'armature est déterminée comme :

$$T_{\max} \leq \frac{T_{\text{ult}}}{FS} \quad (2-31)$$

T_{ult} = résistance à la traction limite du géosynthétiques.

FS = Facteur de Sécurité (FHWA, 2009 et NCHRP, 2006).

Étape 3 : résistance à l'arrachement (adhérence)

Pr = résistance d'interaction sol – renforcement.

$$Pr = F^* \cdot \alpha \cdot (\sigma_v \cdot Le) \cdot C \cdot Rc \quad (2-32)$$

F* = facteur de la résistance d'interaction sol – renforcement.

$$F^* = 2/3 \cdot \tan \varphi_{1k}$$

α = facteur de correction, compris entre 0,6 et 1,0, pour le renforcement par géosynthétiques α est par défaut = 0,6 (FHWA, 2009 et NCHRP, 2006).

$(\sigma_v \cdot Le)$ = force normale à la profondeur z (sans la surcharge q_s).

$$(\sigma_v \cdot Le) = (\sigma_{vs} \cdot Le) + (\Delta\sigma_v \cdot Li) \quad (2-33)$$

Le = longueur de l'ancrage dans la zone résistante derrière la surface de rupture à la profondeur z

$$Le = L - La$$

La = longueur de l'encastrement dans la zone active à la profondeur z.

$$La = (h_1 - z) \tan (45^\circ - \varphi_{1k}/2)$$

Li = longueur de l'encastrement dans la zone d'influence à l'intérieur de la zone résistante, cette longueur peut être mesurée directement à partir du dessin de conception.

C = périmètre unitaire efficace du renforcement, C = 2 pour bandes, grilles et les nappes.

Chapitre 2 : Méthodes de dimensionnement et de calcul des culées de pont en sol renforcé.

R_c = ratio de couverture du renforcement, $R_c = 1,0$ à 100 .

σ_h = pression horizontale à la profondeur z .

$$\sigma_h = K_{a(1)} \cdot (\sigma_{vs} + \Delta\sigma_v + q') + \Delta\sigma_h \quad (2-34)$$

σ_{vs} = pression verticale du sol à la profondeur z .

$$\sigma_{vs} = (\gamma_{1k} \cdot h_2) + (\gamma_{1k} \cdot z)$$

$\Delta\sigma_v$ = pression verticale diffusée par le sommier.

$$\Delta\sigma_v = \Sigma V_a / D$$

D = largeur effective de la charge appliquée à la profondeur z .

$$\text{Pour } z \leq z_2: D = (B - 2e') + z$$

$$\text{Pour } z > z_2: D = d + (B - 2e') + z/2$$

$$\text{Avec : } z_2 = 2 \cdot d$$

$\Delta\sigma_h$ = pression horizontale supplémentaire à la profondeur z .

$$\text{Pour } z \leq I_1: \Delta\sigma_h = 2 \cdot \Sigma F_a \cdot (I_1 - z)/(I_1^2)$$

$$\text{Pour } z > I_1: \Delta\sigma_h = 0$$

T_{max} = la force de traction maximale dans le renforcement à la profondeur z .

$$T_{max} = \sigma_h \cdot s \quad (2-35)$$

s = espacement verticale entre les renforcements.

$FS_{arrachement}$ = facteur de sécurité de la résistance d'interaction sol – renforcement.

$$FS_{arrachement} = \frac{P_r}{T_{max}} > 1.5 \quad (2-36)$$

2.6 Paramètre négligé par l'AASHTO et L'EUROCODE :

La (Figure 2-13) montre que les poutres bloquent la translation de la semelle, ce qui n'est pas pris en compte par les paramètres de l'AASHTO et L'EUROCODE 7. Notre but est de montrer des résultats différents en prenant en compte ces paramètres négligés.

Chapitre 2 : Méthodes de dimensionnement et de calcul des culées de pont en sol renforcé.



Figure 2- 13 : Les Paramètres négligés par l'AASHTO et L'EUROCODE

Farik 2013 a réalisé une étude paramétrique sur une culée de pont en sol renforcé. Cependant, l'effet de la fixation de la semelle a été ignoré comme le montre la (Figure 2-14).

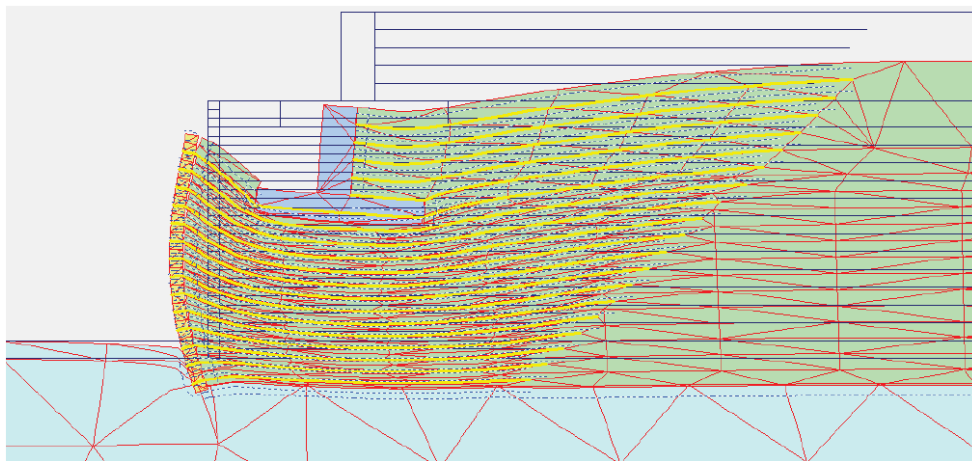


Figure 2- 14 : déformation de maillage

Zheng et al 2016, ont modélisé une culée de pont en sol renforcé, ils ont montré après la comparaison avec les résultats expérimentaux, que le modèle numérique donne des bons résultats en termes de déplacement du parement lorsque la semelle est fixée. Cependant, leur étude a été limitée pour la validation du modèle numérique (Figure 2-15).

Chapitre 2 : Méthodes de dimensionnement et de calcul des culées de pont en sol renforcé.

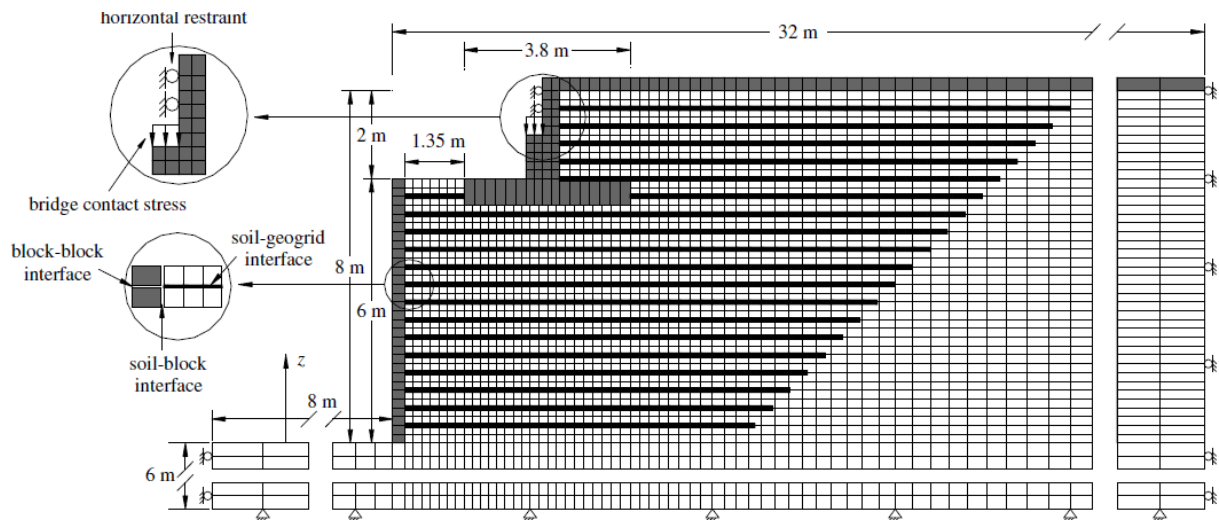


Figure 2- 15 : Grille aux différences finies et conditions aux limites pour le modèle de culée de pont Founders / Meadows East

2.7 Conclusion

Ce qui a été vu dans ce chapitre, que le dimensionnement des culées de pont en sol renforcé par géosynthétiques selon les normes et guides récentes, la norme française NF P94-270, 2009, présentent en fait une différence remarquable. On cite les différences importantes dans les cas suivants :

Stabilité externe :

La poussée du remblai pulvérulent situé derrière le massif est supposée inclinée à l'angle δ selon la norme française est calculée avec le coefficient de Coulomb, par contre, la norme américaine $\delta = 0$, la poussée est donc calculée avec le coefficient de Rankine.

Stabilité interne :

Hauteur mécanique et lignes des tractions maximales :

- La norme française propose deux lignes des tractions.
 - une ligne pour la fonction support de charge (fonction de diffusion) ;
 - une ligne pour la fonction soutènement.
- La norme américaine propose une ligne des tractions maximales qui n'est pas encore bien définie dans le cas de renforcement par géosynthétiques.

Diffusion des charges apportées par le pont :

- La norme française s'appuie sur la diffusion de Boussinesq ;
- La norme américaine s'appuie sur la diffusion simplifiée.

Absence de données expérimentales sur le coefficient $C_{i\phi}$ dans le calcul de la résistance d'interaction sol – renforcement dans la norme française.

Chapitre 2 : Méthodes de dimensionnement et de calcul des culées de pont en sol renforcé.

L'application de quelques exemples par le programme de calcul développé avec Microsoft Excel (sans combinaison d'action) montre que les résultats maximums sont donnés à chaque fois par l'une des deux normes.

Chapitre 3 : *Model
numérique et l'outil
numérique utilisé*

3.1 Introduction :

L’utilisation des équipements puissants pour l’étude expérimentale de la stabilité interne et externe, des ouvrages de soutènement en sol renforcé, reste encore une opération extrêmement coûteuse. La mise en évidence des mécanismes de rupture et l’étude détaillée de leurs caractéristiques, suivies par des évaluations quantitatives concrètes des déplacements à travers des essais en centrifugeuse ou sur modèles réduit. Le comportement mécanique des sols renforcé est très complexe, il est donc évident qu’une loi de comportement capable de présenter convenablement un sol renforcé serait excessivement complexe. Bien qu’il existe différentes méthodes de résolution numérique, lorsque le comportement du sol est schématisé de façon non linéaire et irréversible. Les codes de modélisation numérique, bidimensionnels et tridimensionnels par éléments finis ou différences finies ont connu un développement considérable dans le domaine de géotechnique. Les analyses numériques permettent d’analyser la stabilité, la déformation et l’influence de plusieurs paramètres sur la réponse du modèle, dans un temps raisonnable. Par ailleurs, l’approche expérimentale pour l’étude du comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé peut fournir à la fois une validation des résultats numériques, une évaluation de l’importance de chaque hypothèse adoptée dans le calcul et finalement une compréhension plus profonde du problème.

L’utilisation des méthodes numériques a commencé dès les années 70 sur des ouvrages renforcés par des armatures métalliques inextensibles.

Ce chapitre est consacré à la présentation de l’outil numérique FLAC utilisés dans ce mémoire pour la modélisation numérique des ouvrages de soutènement en sol renforcé.

3.2 Méthodes numériques :

La méthode numérique la plus appropriée est choisie en fonction du type de résultats attendus (ex: analyse de stabilité, calculs de déformation) et des caractéristiques propres à l'environnement testé (type de roche ou de sol, densité du réseau de fracturation, etc.).

Dans la méthode du continuum (méthode des éléments finis ou méthode des différences finies), la qualité du sol est considérée comme un tout et exprimée sous forme de grille unitaire. Les lois de comportement et d'interaction liées à la continuité et à la compatibilité entre éléments permettent de décrire le comportement mécanique de ces volumes basiques de matériaux, ce qui contribue à la réponse globale de la masse

De plus, par rapport à la méthode classique de mécanique continue, la méthode des éléments discrets (DEM) convient à la simulation de phénomènes discrets et discontinus.

3.2.1 Méthode des éléments finis (FEM) :

Dans la méthode des éléments finis, la relation contrainte-déformation implique la matrice de rigidité, et l'outil de calcul doit l'inverser pour résoudre le système. Cette inversion est non seulement longue, mais également coûteuse en mémoire. En revanche, dans le cas d'une résolution aux différences finies, il n'y a pas de matrice de rigidité. Nous résolvons ensuite l'équation. Pour la première fois mener des recherches numériques par la méthode des éléments finis et se concentrer sur la reproduction des résultats expérimentaux. Certaines études numériques basées sur la méthode des éléments finis ont été réalisées dans la littérature. Arabe et al. , (1996) ont comparé les résultats des mesures d'essais grandeur nature de deux structures géotechniques renforcées de deux types de barres d'acier et les résultats obtenus à l'aide du code de calcul par éléments finis GOLIATH. Ils ont constaté que les résultats sont cohérents avec les résultats obtenus par des expériences, de sorte que le modèle numérique peut prédire la charge qui cause la défaillance structurelle. Rowe et Ho (1998) ont effectué des simulations numériques à l'aide du logiciel d'éléments finis AFENA. Les paramètres étudiés sont la longueur de la barre d'acier, le nombre de couches de la barre d'acier, la répartition de la barre d'acier et la hauteur de la structure. (Tableau 3-1) résume la bibliographie de Lajevardi (2014), qui a été mise à jour avec la récente étude numérique par éléments finis des murs de soutènement en sol armé

Tableau 3- 1 : Modèles numériques existant en élément fini, Tableau modifié à partir de Lajevardi.

Auteur	Type d'analyse et logiciel	Modélisation du sol	Modélisation du renforcement/J (en kN/m)	Interface sol/renforcement	But de l'étude
Sugimoto et Alagiyawanne (2003)	2D / DIANA /DP	Drucker - Prager	EL-GR/ 285-941	Bond slip coulomb friction	Etudier les propriétés d'interface
Bergado <i>et al.</i> (2003)	2D/SAGE CRISP/DP	MC	EL-Acier/ 8400-10000	Elément joint	Etude d'un mur sol renforcé
Bolt et Duszynska (2002)	2D/PLAXIS/ DP	MC	EL-GT/500	Elasto- plastique	Comportement des GSY dans l'essai d'extraction
De et Vellone (2005)	2D/SSTIPNH	Hyperbolique	Hyperbolique-GSN (GT, GNT et GMB)	Une dimensionnel	Analyser un système linéaire multicouche
Perkins et Edens (2003)	2D/ABAQUS	1-surface de Limite plasticité 2élastiquelinéaire	GR-GT Elasto-plastique	Coulomb friction	Comportement des GSY dans l'essai d'extraction
Mirmoradi et Ehrlich (2017)	2D/PLAXIS/ DP	Hardening Soil	EL/600	Adhérence parfaite	Comportement des murs de soutènement

MC : Mohr-Coulomb, DP : déformations planes, EL : Elastique linéaire, GT : Géotextile GR : Géogrille, GNT : Géonet, GMB : Géomembrane.

3.2.2 Méthode des différences finies (FDM) :

Billaux et Cundall (1993) ont mentionné que la méthode des différences finies est la technique numérique la plus ancienne pour résoudre des équations différentielles avec des conditions initiales et des conditions aux limites données. Dans cette méthode, tout dérivé est directement remplacé par une expression algébrique, qui est fonction de variables de champ (c.-à-d. contrainte ou déplacement) définies uniquement au niveau des points discrets dans l'espace. De plus, dans la méthode des éléments finis, chaque contrainte et déplacement varie en fonction de la fonction spécifique contrôlée par le paramètre.

Dans la littérature, il existe de nombreuses études numériques utilisant le logiciel FLAC aux différences finies. Gotteland et al. (1996) ont utilisé une version bidimensionnelle du code FLAC pour modéliser la structure retenue afin de reproduire le phénomène observé par des expériences complètes d'Arab et al. (1996). Bathurst et al. (2000) ont lancé un projet de recherche à long terme comprenant la construction de 11 murs de soutènement en terre renforcée à pleine échelle.

Chapitre 3 : modélisation numérique et l'outil numérique utilisé

De plus, ils ont développé un modèle numérique utilisant le code FLAC2D et l'ont vérifié par des mesures expérimentales (Hatami et Bathurst, 2001; Hatami et al., 2003; Hatami et Bathurst, 2005; Hatami et Bathurst, 2006; Huang et al., 2007) . ; Huang et al., 2009; Chen et Bathurst, 2013; Damians et al., 2014).

(Tableau 3-2) montre la synthèse bibliographique donnée par lav, qui a été mise à jour avec la recherche numérique, qui est une étude récente aux différences finies des murs de soutènement en sol armé.

Tableau 3- 2 : Modèles numériques existant en différences finies, Tableau modifié à partir de Lajevardi

Auteur	Type d'analyse et logiciel	Modélisation du sol	Renforcement	Élément structure	But de l'étude
Aydogmus et Klapperich (2008)	3D / FLAC	MC	EL GSY	Geogrid	Comportement de GSY dans l'essai d'extraction
Bergado et 2D / FLAC Cable Teerawattanasuk (2008)	2D / FLAC 3D / FLAC	MC	Treillis soudés et treillis métallique hexagonal	Cable Shell	Etude un remblai sol renforcé
Huang et al. (2009)	2D / FLAC	MC Duncan Lade	GR	Cable	Influence des types de modèle de sol
Hatami et Bathurst (2005)	2D / FLAC	MC	GR	Cable	Etude un mur sol renforcé
Abdelouhab et al. (2010)	2D / FLAC	MC Duncan Chang CJS2	EL Bande métallique et synthétique		Etude un mur sol renforcé et étude paramétrique
Reiffsteck (1996)	2D / FLAC	MC	GSY	Cable	Comportement de GSY dans l'essai d'extraction
Damians <i>et al.</i> (2014)	2D / FLAC	MC	Treillis soudés et GSY	Cable	Comportement des murs de soutènement

MC : Mohr-Coulomb EL : Elastique linéaire GSY : Géosynthétique GR : Géogrid.

Damians et al. (2013) ont examiné la performance d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé par bandes métalliques en utilisant la modélisation par différences finies à l'aide de code bidimensionnel FLAC (Figure 3-1).

Le résultat numérique, a été comparé avec les mesures expérimentales d'un modèle en vraie grandeur.

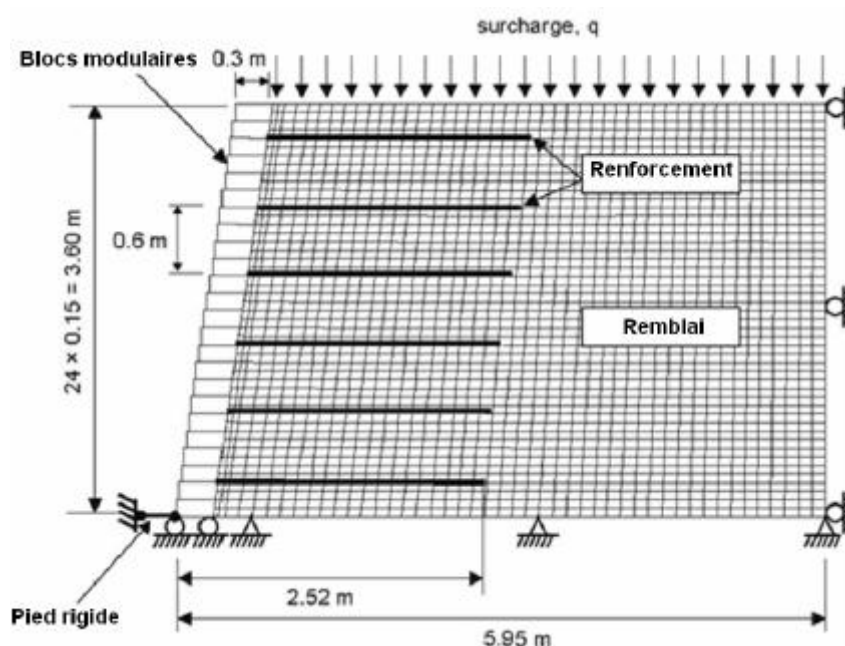


Figure 3-1 : Modèles numériques de FLAC (Damians et al., 2013).

3.3 Modèles de comportement :

Le comportement du sol est représenté par une loi qui l'assimile à un milieu continu. Cette loi souvent appelée "loi de comportement" décrit la relation entre les contraintes et les déformations provoquées par ces contraintes. Elle traduit, lorsqu'on passe d'un matériau à un autre, les différences de comportement constatées expérimentalement sous l'effet d'actions extérieures.

L'étude de la loi de comportement est basée d'une part sur l'analyse des résultats expérimentaux et d'autre part sur l'emploi des mécanismes physiques. Les résultats expérimentaux peuvent être obtenus à partir d'essais en laboratoire et in-situ avec des protocoles de réalisation standardisés.

Cette partie de chapitre est consacré à la présentation des différentes lois rhéologiques que nous avons adoptées pour la modélisation de notre modèle.

3.3.1 Modèle élastique linéaire isotrope :

Le comportement élastique linéaire signifie que le tenseur de déformations reste proportionnel au tenseur des contraintes au cours de chargement. Dans le code FLAC, l'écriture des relations de comportement utilise les modules volumique K et de cisaillement G plutôt que le module d'Young E et le coefficient de Poisson ν ; la relation entre ces divers paramètres sont données par les équations (3-1 et 3-2). Il est important de noter que le modèle de comportement élastique linéaire est utilisé, pour le sol de fondation et les blocs modulaires constituant le parement.

Chapitre 3 : modélisation numérique et l'outil numérique utilisé

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \tag{3-1}$$

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \tag{3-2}$$

Tableau 3- 3 : Relations entre les paramètres de l'élasticité linéaire isotrope (Dias, 1999)

Couple de paramètres utilisés	Expression des paramètres			
	Module de cisaillement G	Module d'Young E	Module volumique K	Coefficient de poisson ν
G, E	G	E	$\frac{G \cdot E}{9G - 3E}$	$\frac{E - 2G}{2G}$
G, K	G	$\frac{9GK}{3K + G}$	K	$\frac{3K - 2G}{2(3K + G)}$
G, ν	G	2G(1+ν)	$\frac{3G(1 + \nu)}{3(1 - 2\nu)}$	ν
K, E	$\frac{3KE}{9K - E}$	E	K	$\frac{3K - E}{6K}$
E, ν	$\frac{E}{2(1 + \nu)}$	E	$\frac{E}{3(1 - 2\nu)}$	ν
K, ν	$\frac{3K(1 - 2\nu)}{2(1 + \nu)}$	3K (1-2ν)	K	ν

3.3.2 Comportement élastique linéaire parfaitement plastique Mohr Coulomb:

Le modèle bien connu de Mohr-Coulomb peut être considéré comme une approximation au premier ordre du comportement réel du sol. Ce modèle, élastique parfaitement plastique, nécessite cinq paramètres fondamentaux qui sont : le module d'Young, E, le coefficient de Poisson, ν, la cohésion, c, l'angle de frottement, φ, et l'angle de dilatance, ψ. Comme les ingénieurs géotechniciens sont habitués à utiliser ces cinq paramètres, et qu'ils disposent rarement d'autres données. Le modèle à critère de rupture de Mohr-Coulomb, est le plus couramment utilisé en mécanique des sols.

Le modèle de Mohr-Coulomb est un modèle élastique-parfaitement plastique (sans écrouissage). Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan \varphi + c$$

Où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et c et φ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (Figure 3-2).

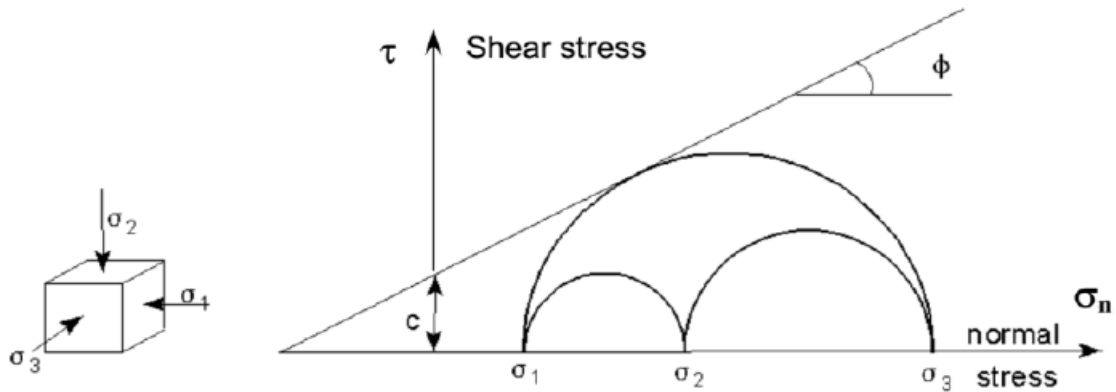
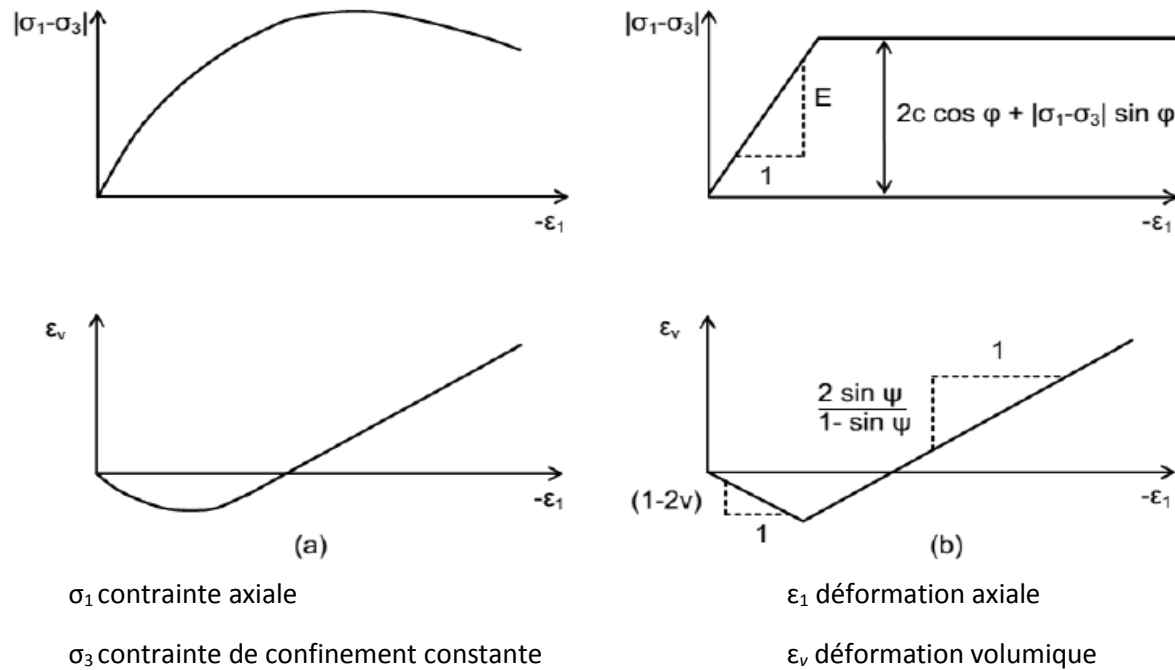


Figure 3- 2 : Représentation monodimensionnel du comportement élastique parfaitement plastique

Afin de comprendre la signification des cinq paramètres fondamentaux du modèle, considérons des courbes contraintes-déformations classiques comme celles obtenues à partir d’essais triaxiaux drainés (Figure 3-3).



σ_1 contrainte axiale

σ_3 contrainte de confinement constante

ϵ_1 déformation axiale

ϵ_v déformation volumique

Figure 3- 3 : Résultats d’essais triaxiaux standards (a) et modèle élasto-plastique (b) (Brinkgreve et al., 2011)

3.4 Outils de modélisation numérique adoptés FLAC :

FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) est un code en différences finies explicites, développé par la société américaine Itasca Consulting Group. Il permet de simuler le comportement des sols, roches ou autres matériaux qui se plastifient quand leur surface de charge est atteinte.

Chapitre 3 : modélé numérique et l’outil numérique utilisé

Le code FLAC est basé sur la méthode des différences finies qui permet de résoudre des systèmes d’équations différentielles avec des conditions initiales et/ou aux limites.

Des éléments de structure sont incorporés dans le code et rendent ainsi possible l’analyse de nombreux problèmes d’interaction sol-structure. FLAC intègre de nombreux modèles constitutifs, adaptables à simuler le comportement d’un grand nombre de matériaux, géologiques ou non. Chaque modèle constitutif nécessite l’apport de paramètres mécaniques spécifiques, descriptifs de la rhéologie du matériau. Les matériaux sont représentés par des éléments ou des zones qui forment le maillage ajusté par l’utilisateur pour avoir la géométrie de l’objet à modéliser. Chaque élément se comporte, selon sa description, par une loi contrainte/déformation linéaire ou non linéaire aux chargements appliqués ou aux conditions aux limites imposées. Le matériau peut se plastifier et s’écouler et le maillage peut subir des grandes déformations.

Une des spécificités de FLAC et de tous les logiciels d’Itasca est la macro langage FISH, qui permet à l’utilisateur de définir de nouvelles variables, procédures et sorties graphiques.

3.4.1 Analyse lagrangienne :

La méthode de différences finies explicites utilisé par FLAC est basée sur une formulation numérique appelée « méthode des éléments lagrangiens », où les coordonnées des nœuds peuvent être réactualisées en rajoutant les incréments de déplacement à chaque pas de calcul.

De cette façon le maillage se déforme en même temps que le matériau qu’il représente. La formulation est donc « Lagrangienne », par contre à la formulation « Eulérienne », où le maillage reste fixe. L’intérêt de la méthode Lagrangienne est qu’elle permet de traiter facilement des problèmes en grandes déformations.

3.4.2 Résolution en mode explicite :

La séquence de calcul de FLAC est représentée sur la Figure (3-4). Cette procédure fait d’abord appel aux équations du mouvement afin de calculer les vitesses et les déplacements à partir de l’accélération, déduite de la résultante des forces et des contraintes. Ensuite, les taux de l’accélération, déduite de la résultante des forces et des contraintes.

Ensuite, les taux de déformation sont déduits des vitesses et la loi de comportement du matériau est utilisée pour déduire de nouvelles contraintes et forces nodales. Chaque parcours de cette boucle représente un pas de temps, Δt .

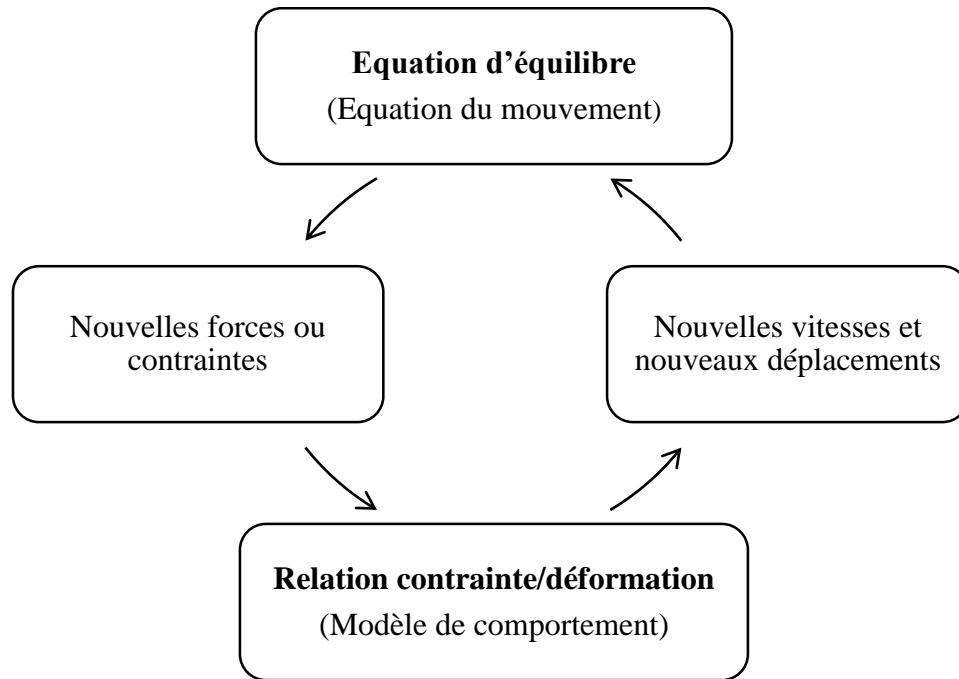


Figure 3- 4 : Cycle élémentaire du calcul explicite par différences finies, d’après Billaux et Cundall (1993)

Afin de former un algorithme, le mouvement doit être amorti afin d'atteindre un état stationnaire (équilibre ou écoulement permanent) dans la moindre période. La technologie d'amortissement du déséquilibre du système est basée sur le suivi et la réduction de deux variables à chaque nœud. Ce sont des forces déséquilibrées et des vitesses de nœuds. L'amortissement utilisé comprend l'application d'une force d'amortissement sur chaque nœud, le module de la force d'amortissement est proportionnel au module de la force déséquilibrée, la force d'amortissement est dérivée du cycle de calcul précédent, et sa direction produit toujours un travail négatif.

Le critère de convergence utilisé pour contrôler la fin de la période de calcul est basé sur l'état d'équilibre de tous les éléments. Le programme testera la force déséquilibrée pour chaque élément et conservera la force déséquilibrée maximale. Déterminez la force déséquilibrée maximale de tous les nœuds. Dans le code FLAC, le changement de force peut être affiché à l'écran ou sous forme de courbe. Cette force est importante pour indiquer l'équilibre du modèle. De même, vous pouvez remarquer le changement de R, appelé le rapport d'équilibre, qui est défini comme le rapport maximal de la force maximale déséquilibrée à la force maximale appliquée entre tous les nœuds («gridpoints»).

En fonction de la précision requise, une valeur R de 1% à 0,1% peut représenter un équilibre: $R = 1\%$ peut être considéré comme suffisant pour compléter les étapes

Chapitre 3 : modélé numérique et l’outil numérique utilisé

intermédiaires d'une série d'opérations, et $R = 0,1\%$ peut être utilisé comme valeur finale Etat. Par conséquent, par rapport à d'autres méthodes bien connues (telles que la méthode implicite utilisée par éléments finis), la méthode de résolution explicite implémentée par le code de calcul FLAC présente des avantages et des inconvénients. (Tableau 3-4) compare les méthodes explicites et implicites.

Tableau 3- 4 : Comparaison des méthodes explicite et implicite, d’après Billaux et Cundall (1993).

Explicite	Implicite
Le pas de temps doit être inférieur à une valeur limite critique pour assurer la stabilité	Pas de restriction sur le pas de temps, au moins pour certains schémas de résolution
Peu de calculs par pas de temps	Nombreux calculs par pas de temps
Pas d’amortissement numérique significatif introduit pour les problèmes dynamiques	Amortissement numérique dépendant du temps pour les schémas inconditionnellement stables
Prise en compte de lois de comportement non-linéaires sans itérations supplémentaires	Nécessité d’une procédure itérative pour la prise en compte de comportements non-linéaires
Si le pas de temps est inférieur à sa valeur critique, une loi non-linéaire est toujours suivie d’une manière correcte	Il est toujours nécessaire de démontrer que la procédure est : (a) stable, et (b) physiquement correcte, c’est-à-dire qu’elle permet de suivre un chemin de contraintes physiquement correct
Aucune matrice n’est construite. La mémoire nécessaire est minimum	Une matrice de rigidité doit être stockée. La mémoire nécessaire est importante
Aucune matrice n’étant construite, des grandes déformations et de grands déplacements peuvent être pris en compte avec quasiment aucun calcul supplémentaire	Des calculs supplémentaires sont nécessaires pour suivre de grandes déformations et de grands déplacements

3.4.3 Méthodologie de modélisation par FLAC :

La formulation de code FLAC est parfaitement adaptée à la modélisation des problèmes de géo-mécanique en plusieurs phases, comme une séquence excavation – construction – chargement. (La Figure 3-5) montre l’organigramme présenté dans le manuel de FLAC et pour expliquer les grandes lignes de la stratégie utilisée pour modéliser l’excavation d’une tranchée. La simulation se fait par phases et la réponse du système est systématiquement examinée après chacune des phases de calcul pour s’assurer de la validité des résultats.

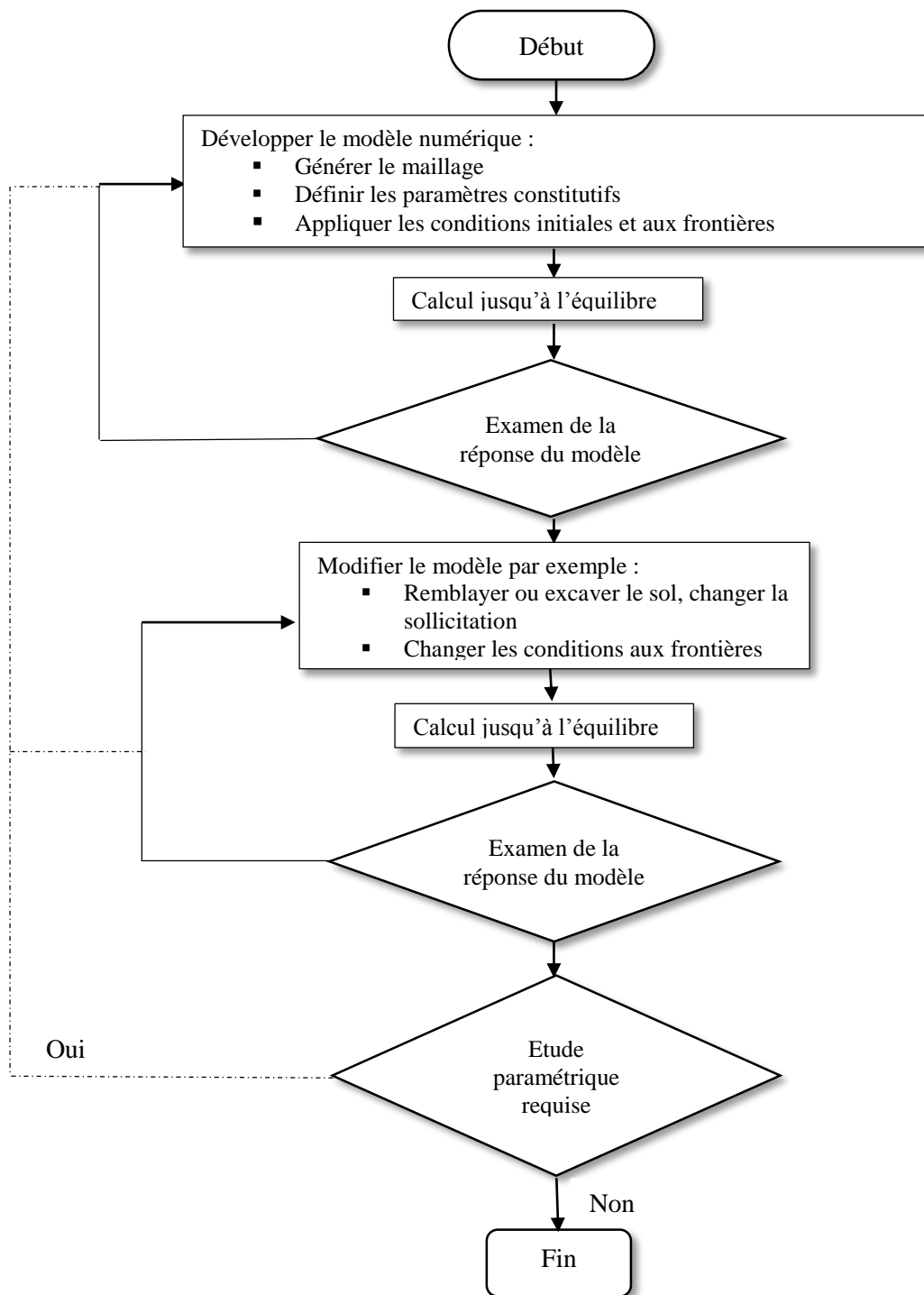


Figure 3- 5 : Méthodologie de modélisation numérique par les codes de calcul FLAC/FLAC3D d’après le manuel FLAC (2005).

3.5 Modélisation numérique :

Les dispositifs comportant des géosynthétiques sont de plus en plus utilisés dans de nombreux ouvrages, en particulier dans les ouvrages de soutènement. Les dispositifs géosynthétiques supportent les nombreuses contraintes mécaniques et hydrauliques appliquées lors de la mise œuvre et lorsque l’ouvrage est en service. En raison de la complexité du comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé, ce problème a fait l’objet de très nombreuses études théoriques, expérimentales et numériques. La motivation de ces travaux était de comprendre le comportement de ces ouvrages en considérant l’effet de leur poids propre et le chargement appliqué sur le sol Hatami et Bathurst, 2005 ; Hatami et Bathurst, 2006 ; Huang et al., 2010 ; Damians et al., 2014). Généralement, le dimensionnement des ouvrages de soutènement en sol renforcé est basé sur l’approche de l’équilibre limite, toutefois les résultats obtenus sont conservatifs.

Dans ce chapitre le code FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) en différences finies explicites, est utilisé pour étudier le comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé. Cette analyse numérique est effectuée en faisant varier plusieurs paramètres géométriques et mécanique, afin d’examiner l’influence de la disposition des blocs constituant le parement, l’interface sol-parement, l’angle de la surface libre du sol, l’angle d’inclinaison du parement, et la distance semelle-parement. Pour la validation des modèles numérique, les résultats sont comparés à ceux obtenus par Bathurst et al.(2000)et Huang et al. (2009) en utilisant un ouvrage de soutènement renforcé en vraie grandeur. La mobilisation d’une rupture au niveau de la fondation permet d’analyser les mécanismes de rupture. Ainsi, dans ce chapitre l’ouvrage de soutènement en sol renforcé est analysé jusqu’à la rupture en considérant une fondation à proximité du parement.

3.5.1 Développement et validation des modelés numériques

La formulation du problème de l’interaction entre un ouvrage de soutènement et un sol renforcé, ainsi que les techniques appliquées pour vérifier leur stabilité, ont évolué et continuent à évoluer, en raison des besoins de la construction et la demande croissante pour des systèmes de soutènement plus efficaces. Les développements théoriques permettent de proposer des solutions pertinentes pour la modélisation mathématique du problème, par l’adoption et la mise en œuvre de nouveaux outils analytiques et numériques. Aussi, l’approche expérimentale pour la validation de la solution théorique établie est très intéressante ; ainsi, les deux aspects du problème sont fortement liés.

Chapitre 3 : modélé numérique et l’outil numérique utilisé

Par conséquent, pour une étude paramétrique fiable, les résultats numériques doivent être comparés avec d’autres résultats existants, théoriques ou expérimentaux.

Le problème de la validation du modèle numérique par des tests expérimentaux, dans le domaine des ouvrages de soutènement en sol renforcé a fait l’objet de nombreuses études (Arab et al., 1996 ; Hatami et al., 2003 ; Guler et al., 2007 ; Yang, 2009 ; Huang et al., 2011 ; Krishna et Latha, 2012 ; Ehrlich et Mirmoradi, 2013). Il est important de noter que les résultats de Bathurst et al. (2000) ont été considérés par plusieurs auteurs, afin de valider leurs modèles numérique (Hatami et al., 2001 ; Guler et al., 2007 ; Huang et al., 2009 ; Sabet et al., 2011 ; Liu, 2013 ; Yang et al., 2013 ; Chou et al., 2015 ; Mirmoradi et Ehrlich, 2017).

3.5.2 Caractéristiques géométrique et mécaniques de modèles adoptés :

Bathurst et al. (2006) ont lancé un programme de recherche à long terme, qui comprenait une série d’essais en laboratoire sur 11 structures fixes en acier pleine grandeur. Ces structures sont construites en modifiant plusieurs paramètres (par exemple, le type de ferrailage, la contrainte de compactage et le type de parement). Dans ce chapitre, la structure réservée est considérée pour la vérification du modèle numérique: la structure a une finition dans le bloc modulaire (Huang et al. 2009).

Dans ce chapitre, on considère le maintien de la structure pour la vérification de model numérique: la structure a une finition dans le bloc modulaire (Huang et al. 2009)

Il est renforcé par six couches de treillis soudés relativement durs ($J = 3100 \text{ KN / m}$). Cette paroi a été choisie car l’armature métallique a un comportement élastique linéaire, tout en ignorant le phénomène de fluage, ce qui permet de simplifier la modélisation et de vérifier le modèle numérique développé. Il est à noter que la structure a été dimensionnée selon la méthode AASHTO (2002). Lors du travail, l’espacement vertical entre les barres d’acier est de 0,6 m et la longueur des barres d’acier est de 0,7m fois la hauteur du mur. Le mur mesure 3,6 m de haut, 3,3 m de large et 5,95 m de long à partir du mur (figure 3.6). Le parement est constitué de blocs modulaires de 15 cm de hauteur, 20 cm de largeur et 30 cm de longueur. Le cadre est fermement relié à la finition à l’aide de connecteurs mécaniques et le mur est construit sur une base solide. Le sol renforcé est du sable propre, avec un coefficient de courbure $C_c = 2,25$ et un coefficient d’uniformité $C_u = 1,09$. Le mur est construit couche par couche, chaque couche de sol a une épaisseur de 15 cm et est compactée par une pression de 16 KPa.

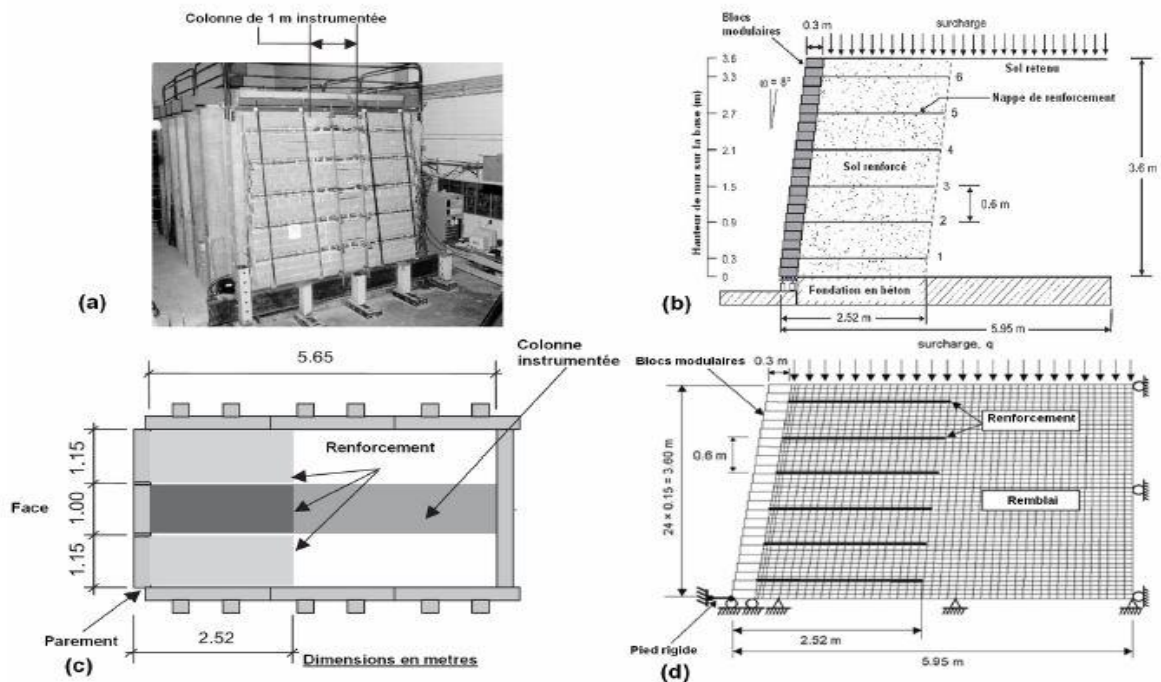


Figure 3- 6 : Géométrie de l'expérimentation et le modèle numérique d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé (Hatani et Bathurst, 2005). (a) vue de face ; (b) vue de coupe transversale ; (c) vue en plan ; (d) modèle numérique de FLAC.

Le comportement en déformation plane de ce mur a été simulé par Huang et al. (2009) en utilisant le code FLAC basé sur la méthode des différences finies. (La figure 3.6 d) montre le modèle numérique utilisé. Les armatures métalliques ont été modélisées avec l'élément câble, le comportement de l'interface bloc-bloc et sol-parement est régi par le critère de Mohr-Coulomb. Aussi, les étapes de construction (couche par couche) et le compactage ont été simulés.

3.5.3 Développement des modèles numériques :

Dans ce chapitre, le modèle numérique a été développé en utilisant le code FLAC (Figure 3.7) basé sur la méthode des différences finies. Aussi, pour un coût de calcul raisonnable à la rupture, le code FLAC a été utilisé.

Le modèle de comportement linéaire élastique parfaitement plastique, avec le critère de Mohr-Coulomb est adopté pour modéliser le sol renforcé et non renforcé : par ailleurs, les blocs du parement et le sol de fondation sont modélisés par un modèle de comportement élastique linéaire.

Les armatures sont modélisées par un élément de structure appelé « câble » dans le code FLAC, Le contact bloc-bloc et le sol-parement est modélisés par un élément d'interface.

3.6 Présentation du model numérique développé

Nous avons développé le modèle de la figure (3-7) et comparé les résultats obtenus avec les résultats de (Hatami, Bathurst, et al., 2001), et simulé les phases de construction réelles (compactage et construction couche par couche).

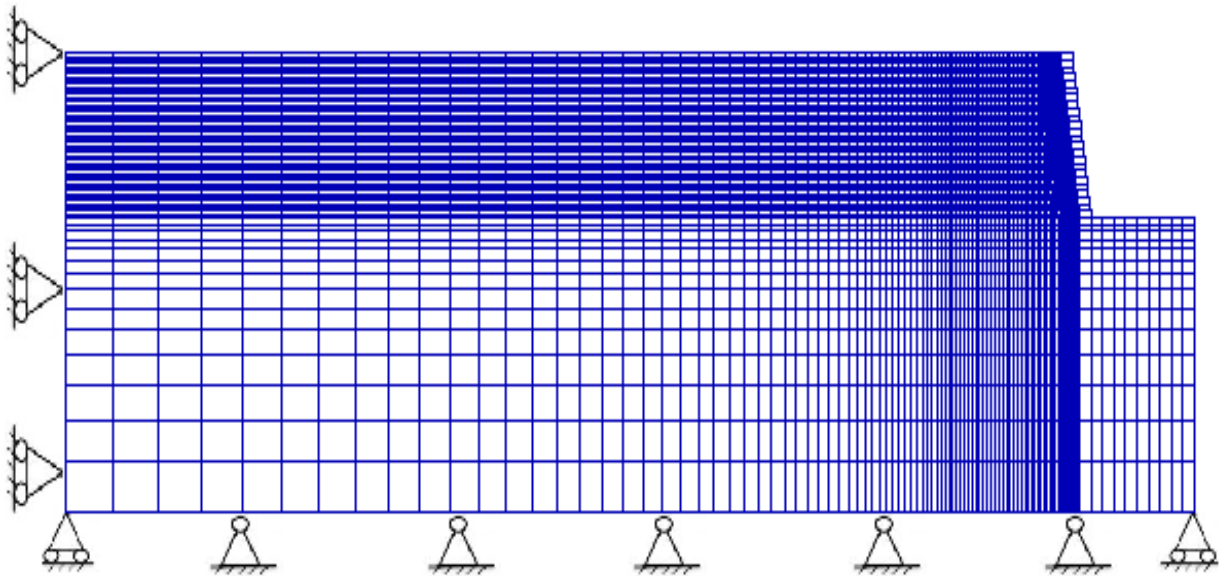


Figure 3- 7 : Le modèle de la validation

3.6.1 Propriétés de model de validation :

Tableau 3- 5 : Propriétés de sol, armatures, et les blocs modulaires

éléments	Propriétés	mur
sol	E (module de Young)	80
	ν (coefficient de Poisson)	0.3
	ϕ (angle de frottement)	44
	ψ (angle de dilatance)	11
	c (cohésion)	02
	γ (poids volumique)	16.8
Armatures	J (rigidité)	3100
	e (épaisseur)	2
Blocs modulaires	E (module de Young)	23
	ν (coefficient de Poisson)	0.15
	γ (poids volumique)	23

3.6.2 Les interfaces :

En géomécanique, plusieurs situations doivent indiquer le plan où un glissement ou une séparation peut se produire. Pour la structure de soutènement, un glissement ou une séparation peut se produire dans les plans suivants: bloc / bloc, sol / parement et sol / armature. Au niveau du code de calcul des différences finies FLAC

L'interface entre des matériaux similaires (bloc-bloc) et différents matériaux (mur-sol) est modélisée comme un système de ressort linéaire dont la résistance au cisaillement de l'interface est définie par le critère de rupture de Mohr Coulomb (Itasca 2005). Le mouvement relatif de l'interface est contrôlé par la rigidité de l'interface dans le sens de la normale (K_n) et de la tangente (K_s).

Tableau 3- 6 : Propriétés des interfaces (Huang et al., 2009; Chen et Bathurst, 2013).

Interface	K_n (MPa/m)	K_s (MPa/m)	Angle de frottement (°)	Cohésion (kPa)
Bloc-bloc	1000	40	57	46
Sol-parement	100	1	44	/
Sol-armature	/	1	44	1000
Pied de parement	1000	40	27	7

a. Modèle de base :

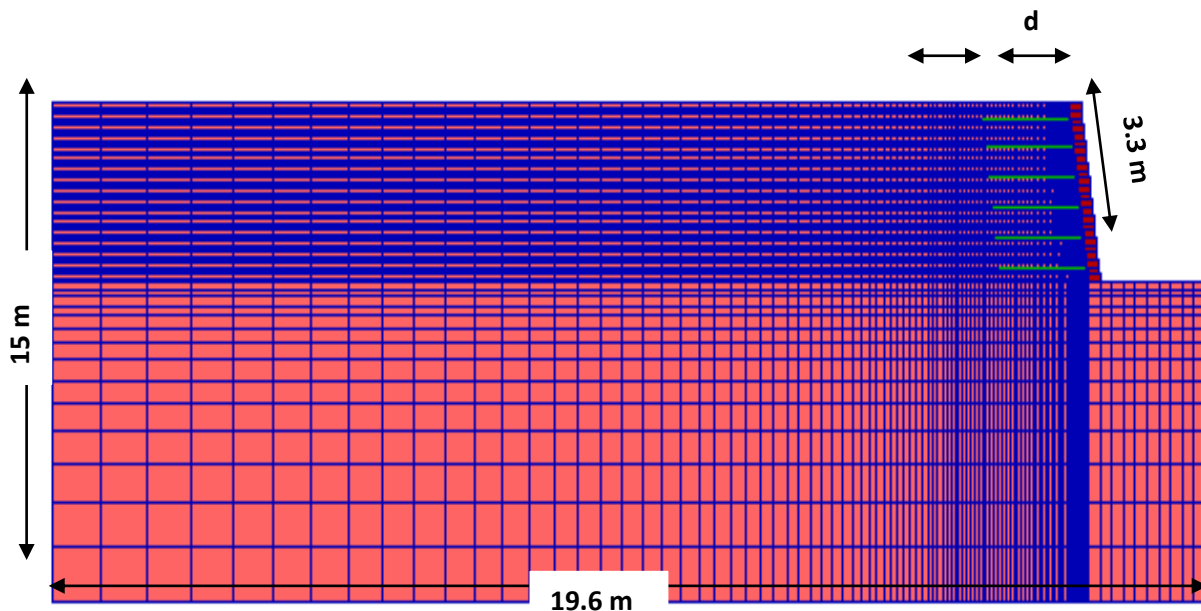


Figure 3- 8 : Modèles numériques de base développés par le code FLAC

Chapitre 3 : modélé numérique et l’outil numérique utilisé

Grâce au modèle de charge de contrainte que nous avons adopté dans la conception à 150 kPa, nous chargeons ensuite le modèle jusqu'à la rupture pour pouvoir calculer sa capacité portante. Afin de simuler une semelle rugueuse et rigide, le déplacement vertical des nœuds de la semelle discrétisée est fixé dans le sens vertical, et la largeur de la semelle est $D = 2\text{m}$

Le mouvement progressif du pied provoqué par la vitesse verticale appliquée au nœud de la semelle s'accompagne d'une augmentation de la contrainte au sol. Enfin, la contrainte sous la semelle se stabilise à une valeur représentative de la charge ultime. Cette charge correspond à la capacité de charge.

3.7 Conclusion :

Les méthodes numériques ont connu un développement très important dans le domaine de géotechnique. L'utilisation de ces méthodes est intéressante pour la vérification de la stabilité des ouvrages en interaction avec leur environnement. Le choix de la méthode dépend du type de résultats attendus (analyse de stabilité, calcul à la rupture) et des caractéristiques du matériau étudié (type du sol, interaction sol-structure). Généralement, on peut distinguer deux approches : la première est basée sur des méthodes de type « éléments limites » (boundary methods). La deuxième regroupe les méthodes des domaines (Domain methods), en utilisant les éléments finis et les différences finies, qui traitent le sol comme un milieu continu, et les éléments distincts, qui modélisent chaque bloc du massif comme un élément unique.

L'avantage de l'approche par milieu continu est qu'elle permet de simplifier la description géométrique du milieu, ce qui facilite la mise en œuvre informatique du modèle. Ainsi, pour la modélisation des ouvrages géotechniques, il existe une variété des codes basés sur la méthode des éléments finis et la méthode des différences.

Chapitre 4 : *Résultats et discussions*

4.1 Introduction :

Le comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé a fait l'objet de très nombreuses études théoriques, expérimentales, et numériques en raison de la complexité du comportement de ce type d'ouvrages. Ces travaux ont été généralement axés sur l'analyse du comportement de ces ouvrages sous l'effet de leur poids propre ou sous un chargement prédéfinie (Hatami et Bathurst 2005; Hatami et Bathurst 2006; Huang et al. 2010; Damians et al. 2014), dû à la diversité des mécanismes de rupture qui peuvent se produire et aussi la complexité du comportement des géosynthétiques et leur interaction avec le sol.

Les méthodes de dimensionnement jusqu'à présent surestiment le dimensionnement de ces ouvrages, les codes de calcul aux différences finies explicites FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) présentés dans le chapitre précédents sont utilisés pour s'approfondir dans la compréhension du comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé, en montrant l'influence de la disposition des blocs constituant le parement, l'interface sol/parement, l'angle de la surface libre de sol, l'angle d'inclinaison du parement, et la distance semelle/parement.

Dans ce chapitre, un ouvrage de soutènement en sol renforcé en vraie grandeur adopté de la littérature est modélisé à l'aide de code de calcul FLAC et aussi analysés jusqu'à la rupture. Afin de donner des résultats fiables et permettre d'étendre leur utilisation aux autres études paramétriques, les modèles numériques développés sont validés avec les résultats de l'expérimentation. Cette validation va montrer aussi, que les modèles numériques développés sont capables de reproduire le comportement réel des ouvrages de soutènement en sol renforcé.

4.2 Résultat de validation du modèle numérique :

La figure (4-1) représente les forces de connexion géosynthétiques/parement en fonction de la hauteur des nappes. On peut voir sur la figure que les résultats obtenus sont suffisant pour satisfaire les résultats numériques expérimentaux de Huang et al.2009.

Après comparaison, on conclue que les résultats de calculs obtenus sont assez proche des résultats numériques expérimentaux de Huang et al.2009 sous l'effet du poids propre et aux différents niveaux de chargement.

Chapitre 4 : Résultats et discussions

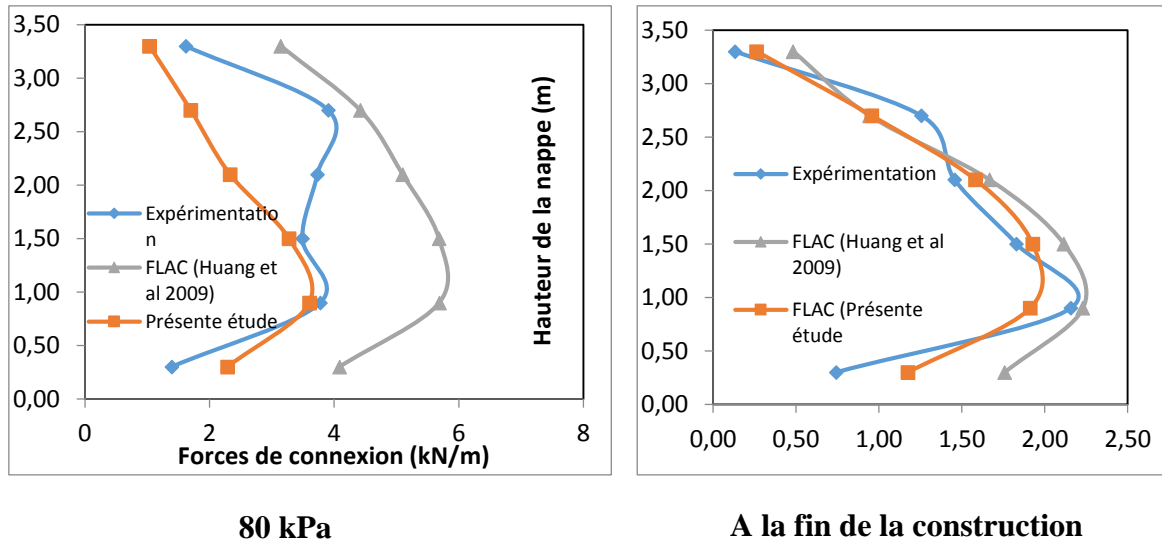


Figure 4- 1 : la variation des forces de connexion

La figure (4-2) représente les déplacements en fonction la hauteur. Nous pouvons voir sur cette figure que les résultats obtenus par notre modèle numérique sont cohérents avec les résultats expérimentaux et numériques de Huang et al.2009.

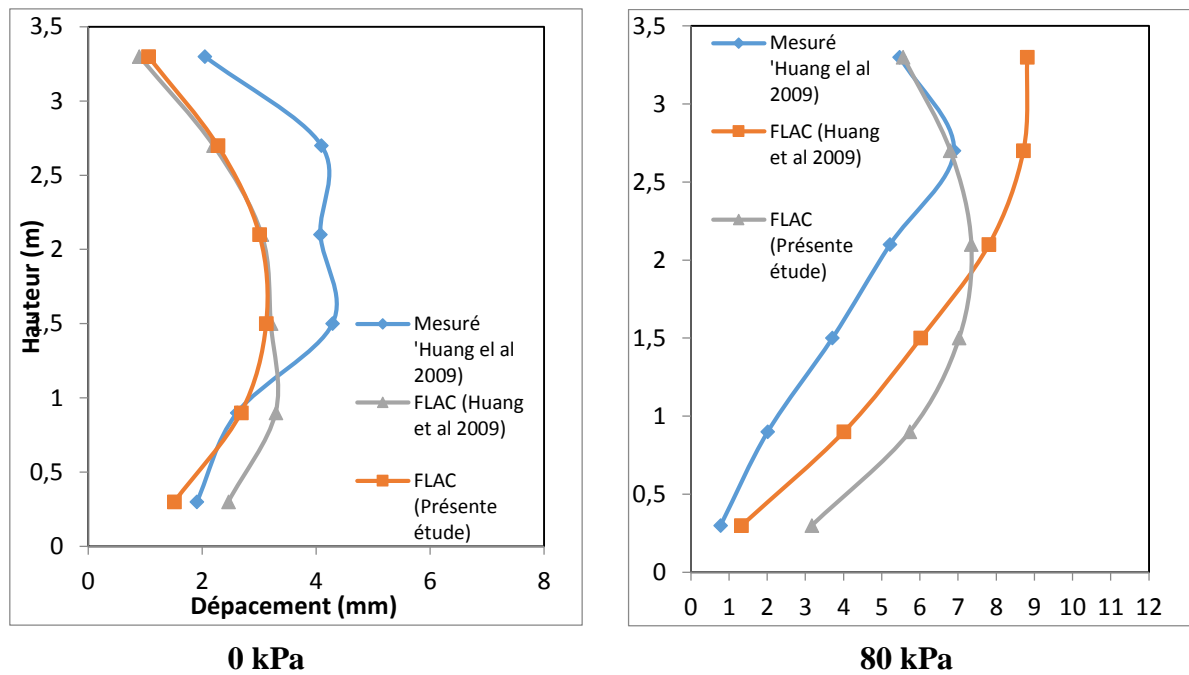


Figure 4- 2 : variation du déplacement.

Répartition des forces de traction dans les nappes de renforcement :

La figure (4-3) montre que les efforts de traction maximale calculée par FLAC sur les différents niveaux de renforcement sont situés sur des points près de parement.

Cependant la répartition des forces de traction le long des nappes de renforcement dans le calcul numérique, montre que le mur peut être représenté par deux zones.

- Zone où les tractions sont élevées et quasi constante situées à proximité du parement, elle peut être assimilée à la zone active
- Zone où les tractions sont faibles et diminuent en allant vers la queue des renforcements, elle peut être assimilée à la zone résistante.

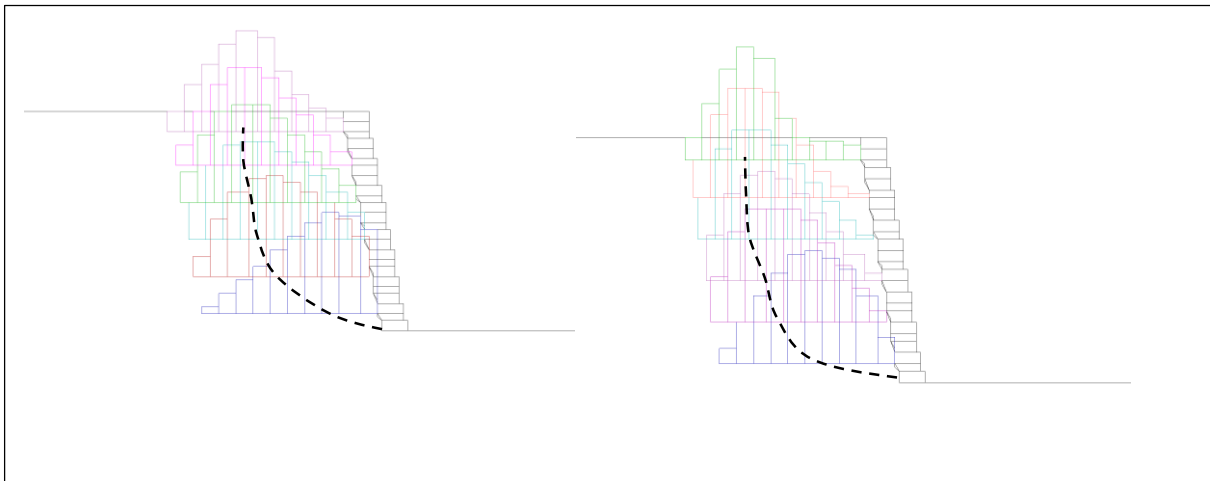


Figure 4- 3 : distribution des forces de traction à 150 kPa

4.3 Etude paramétrique :

4.3.1 Influence de la fixation de la semelle :

La figure (4-4) représente l'évolution de la capacité portante (kPa) en fonction du déplacement (m).

Nous avons remarqué que la capacité portante pour une fondation fixe est égale à 500 kPa, par contre pour une fondation libre elle est égale à 300 kPa, c'est-à-dire deux fois la valeur estimée lors de dimensionnement par l'AASHTO, on déduit donc qu'il y'a une sur estimation de la capacité portante, où les règlements de dimensionnement ne prennent pas en compte l'effet de la fixation de la semelle lorsque l'ouvrage de soutènement est utilisé en tant que culée de pont.

Chapitre 4 : Résultats et discussions

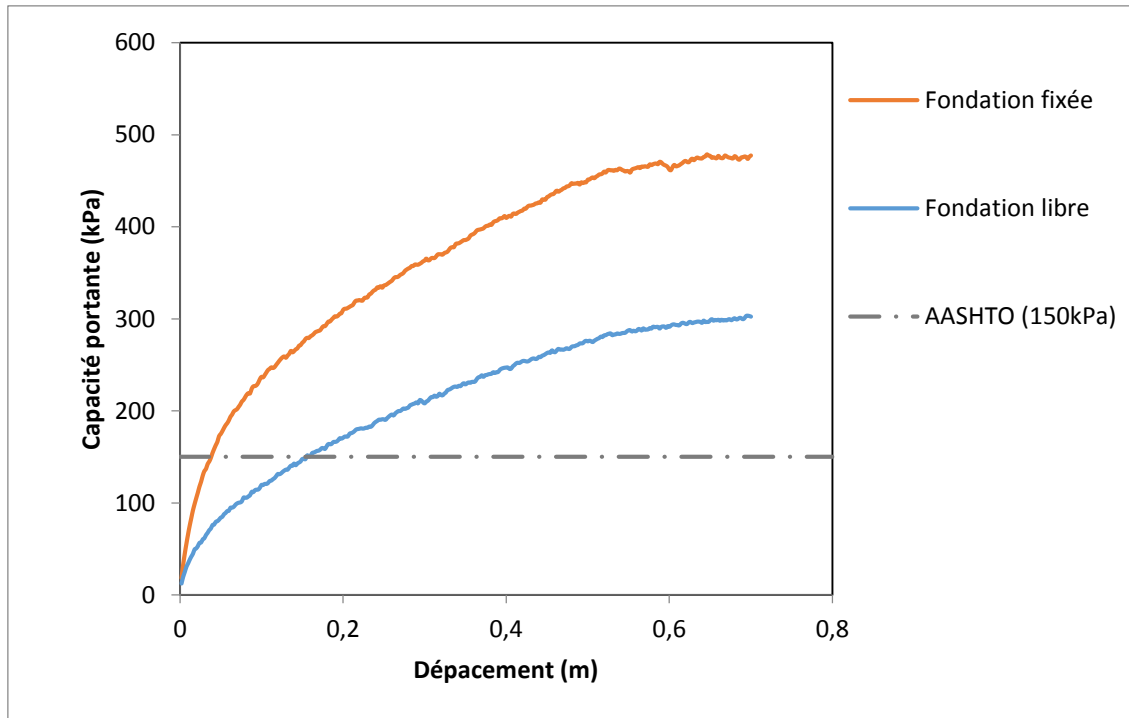


Figure 4- 4 : La capacité portante en fonction du déplacement

La figure (4-5) représente les mécanismes de rupture pour un chargement libre et un chargement fixe. Pour un chargement libre, on remarque un mécanisme de rupture interne qui traverse les nappes de renforcement. Cependant, pour un chargement fixe on remarque un mécanisme de rupture externe en dehors le sol renforcé, où la charge appliquée est mobilisée sur une large surface.



a) Mécanisme de rupture pour un chargement libre



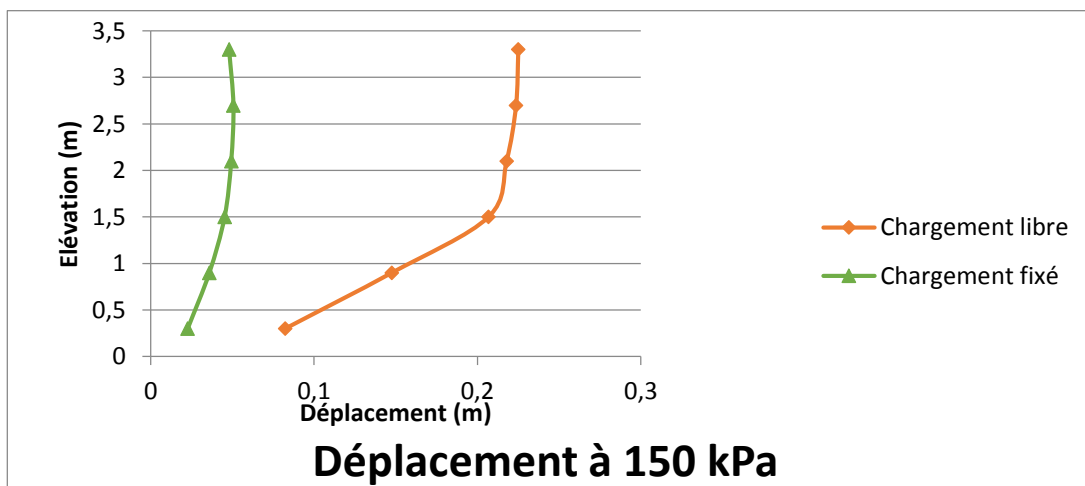
b) Mécanisme de rupture pour un chargement fixe

Figure 4- 5 : Mécanisme de rupture

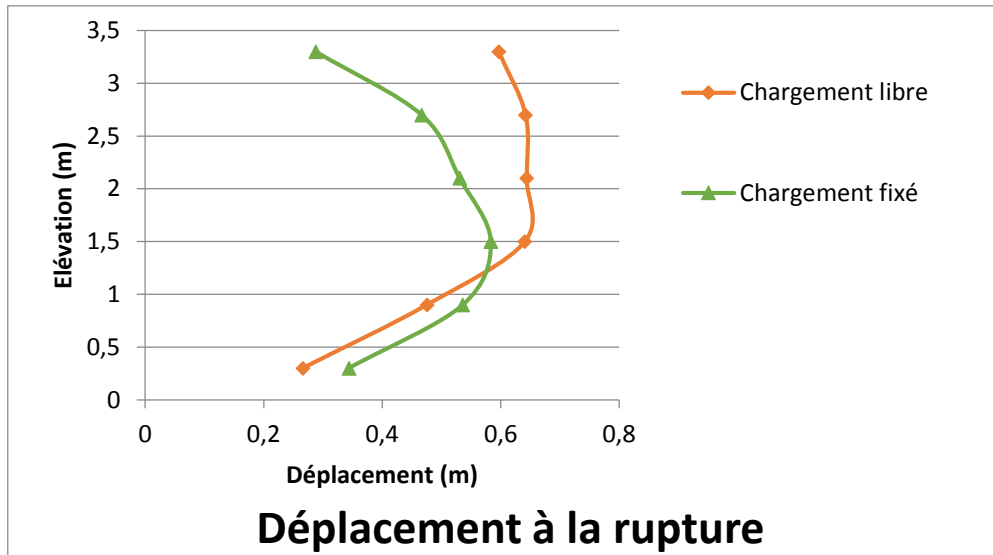
La figure (4-6 a et b), montre le déplacement du parement sous chargement de 150 kPa et à la rupture. Pour un chargement libre on aperçoit un déplacement à plus de 0,2 m, par contre pour le chargement fixe le déplacement diminue. Cette diminution est due à la fixation de la charge appliquée, d'un taux de 78% de diminution.

On note que le déplacement maximal est atteint à un tiers de la hauteur de la structure (figure 4-5 b). Cependant, pour le chargement de 150 kPa le déplacement maximal a été enregistré au sommet de l'ouvrage (figure 4-6 a), on remarque aussi que pour les deux cas, l'ouvrage se rompt presque au même déplacement, l'effondrement se produit à un déplacement de 0.64 m pour un chargement libre et 0.58 m pour un chargement fixe.

On remarque que pour le chargement fixe, une légère diminution de déplacement par rapport au déplacement du chargement libre.



a) 150 kPa



b) A la rupture

Figure 4- 6 : Déplacement latéraux des parements.

La figure (4-7) présente la variation de la force de traction maximale dans les nappes de renforcement

Pour un chargement libre, la force de traction maximale est de 23 kN/m par contre pour un chargement fixe, la force de traction maximale diminue avec un taux de 68%, cette diminution n'est pas prise en compte par les règlements de dimensionnement AASHTO et EUROCODE, ce qui va conduire à un surdimensionnement.

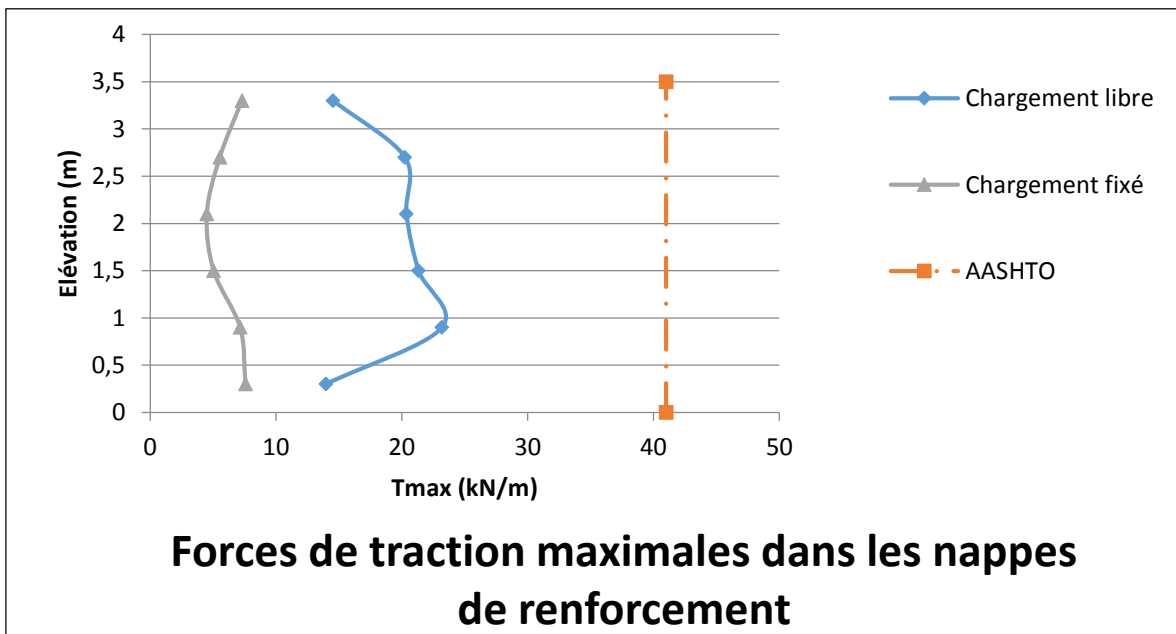


Figure 4- 7 : Forces de traction maximales dans les nappes de renforcement.

Chapitre 4 : Résultats et discussions

4.3.2 Force de traction :

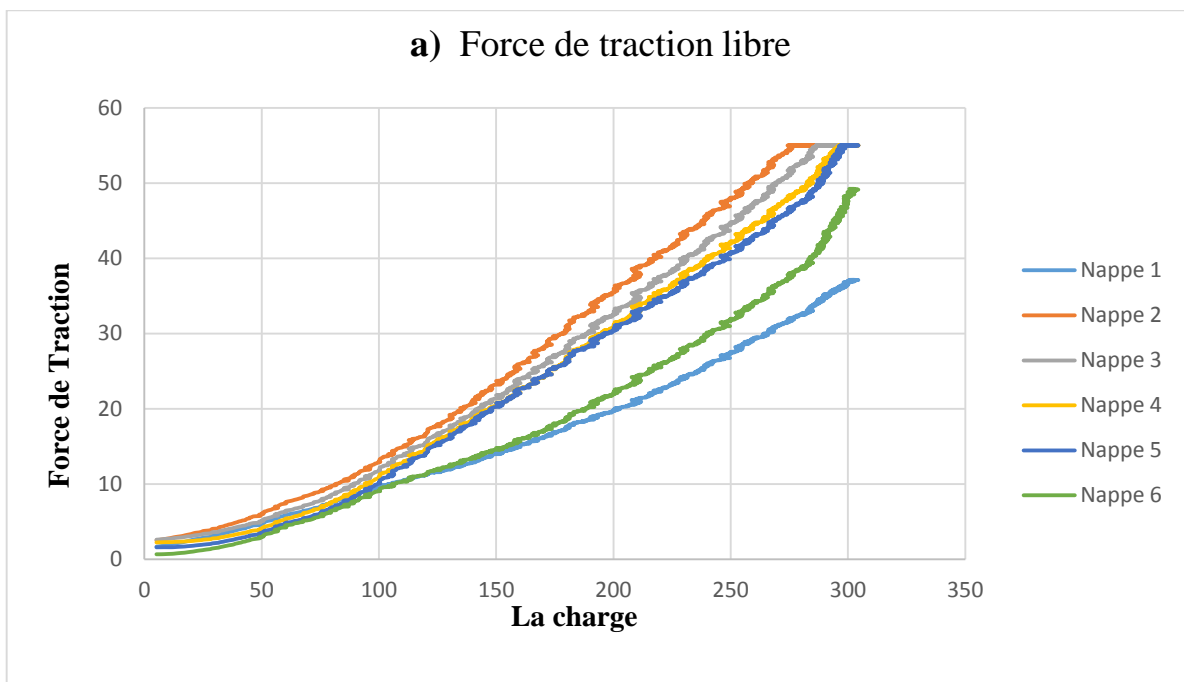
La figure (4-8) montre l'évolution de la force de traction libre et fixe pour chaque nappe en fonction de la charge appliquée.

On voit pour la force de traction libre (Figure 4-8 a) les nappes 2 et 3 atteignent la rupture à des valeurs de charges successive de 270 kPa ; 290 kPa ; la nappe 4 et 5 arrive à la rupture au même temps avec une charge de 298 kPa.

Par contre les nappes 1 et 6 n'atteignent pas la rupture, la nappe 1 atteint sa limite à une valeur de 37 kPa sous une charge de 300 kPa, pour la nappe 6 atteint 49 kPa sous la charge de 300 kPa.

Pour la force de traction fixe (Figure 4-8 b) les nappes 2 ; 5 et 6 atteignent la rupture à des valeurs de charge de 453 kPa pour la nappe 2 et 5 et 470 kPa pour la nappe 6

Pour les nappes 1 ; 3 et 4 la force de traction n'atteignent pas la rupture sous la même charge appliquée leur valeur sont : 42 kPa ; 54 kPa et 51 kPa respectivement.



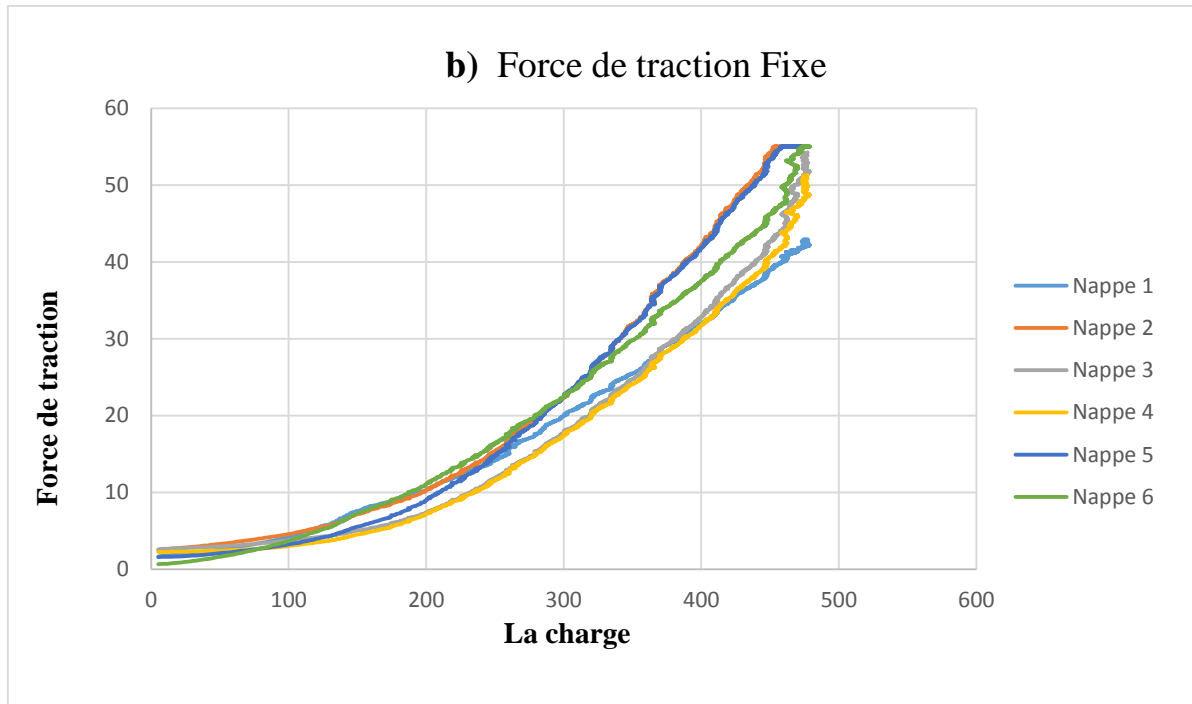


Figure 4- 8 : Forces de traction dans les nappes de renforcement

4.3.3 Influence de la cohésion sur la capacité portante :

Nous prenons pour la cohésion du remblai C les valeurs suivantes (0 ; 10 et 15 kPa), les résultats sont présentés dans la figure (4-9).

Les résultats indiquent que la capacité portante augmente avec l'augmentation de la cohésion.

Pour une cohésion nulle $c=0$ kPa, on remarque que la capacité portante pour une semelle libre égale à deux fois la valeur estimée par l'AASHTO (150 kPa), et pour une semelle fixe la capacité portante augmente de 37.5% et devient environ 480 kPa.

Pour une cohésion $c=10$ kPa, la capacité portante pour une semelle libre est d'environ 470 kPa, et pour une semelle fixe la capacité portante augmente de 38.15% et devient environ 760 kPa.

Pour une cohésion $c=15$ kPa, la capacité portante pour la semelle libre est de 520 kPa, et pour une semelle fixe la valeur de la capacité portante 870 kPa, c'est-à-dire une augmentation de 40%. On remarque une augmentation de la capacité portante sachant que la cohésion est négligée dans le calcul de la force de traction maximal dans les nappes de renforcement.

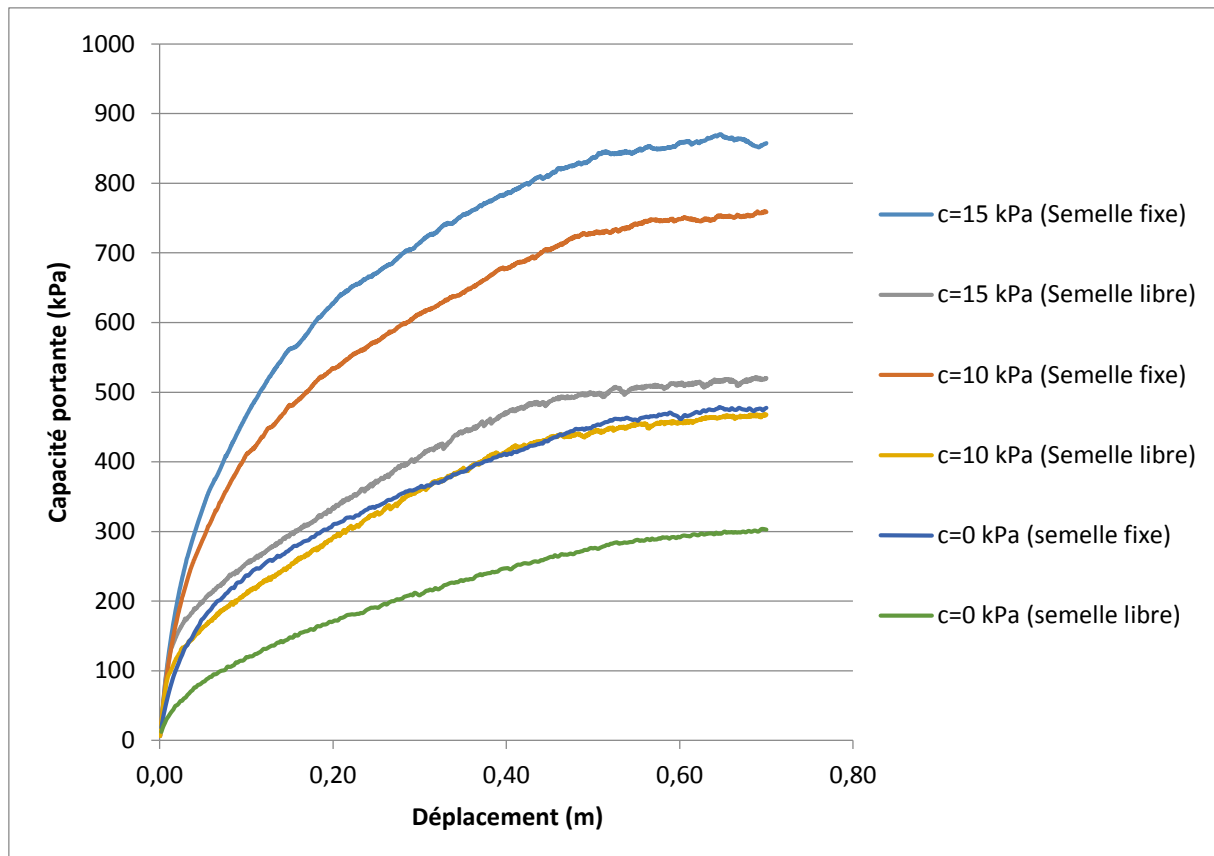


Figure 4- 9 : Effet de la cohésion sur la capacité portante

4.3.4 Influence de l'angle de frottement sur la capacité portante :

Afin d'étudier l'influence de l'angle de frottement sur la capacité portante nous fixons la valeur de la cohésion et donnons successivement à l'angle de frottement les valeurs suivantes (30° ; 35° ; 40°) les résultats sont présentés dans la figure (4-10).

Pour un angle de frottement de 30° la valeur de la capacité portante pour une semelle libre est presque la valeur estimée par l'AASHTO (150 kPa), et pour la semelle fixe la capacité portante augmente de 35%.

Pour un angle de frottement 35° la valeur de la capacité portante est de 300 kPa pour une semelle libre et de 480 kPa pour une semelle fixe (une augmentation de 37,5%).

Pour un angle de frottement 40° la valeur de la capacité portante pour une semelle libre égale à 480 kPa, et pour une semelle fixe une augmentation de 46% est remarquée.

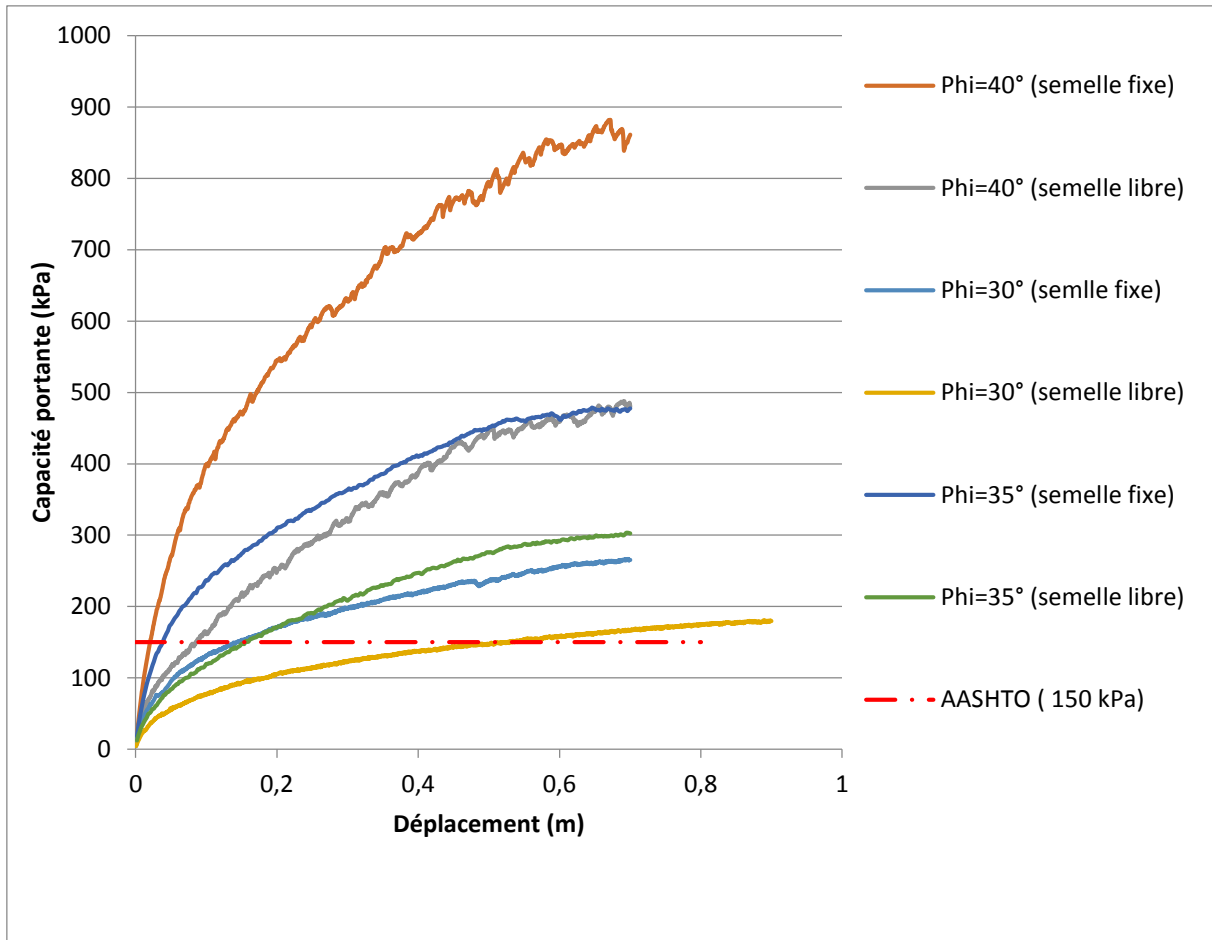


Figure 4- 10 : Effet de l'angle de frottement sur la capacité portant

4.3.5 Influence de la cohésion sur la force de traction :

La figure (4-11) nous montre la variation de la cohésion et son effet sur la force de traction pour une semelle libre et fixe.

L'effet de la cohésion est examiné en l'augmentant entre 0 et 15 kPa, qui peut couvrir des valeurs pratiques. On observe que la force de traction à $c=0$ kPa est maximale et qu'elle diminue avec l'augmentation de la cohésion de sol, et à partir de $c=10$ kPa la force de traction maximale tant vers 0 kN/m.

On compare les résultats obtenus dans notre exemple avec la méthode AASHTO comme indiqué dans la figure (4-7) on remarque que L'AASHTO surestime de manière significative la force de traction maximale dans les nappes de renforcement.

Les résultats de cette étude indiquent qu'une augmentation légère de la cohésion induit une réduction significative de la force de traction maximale.

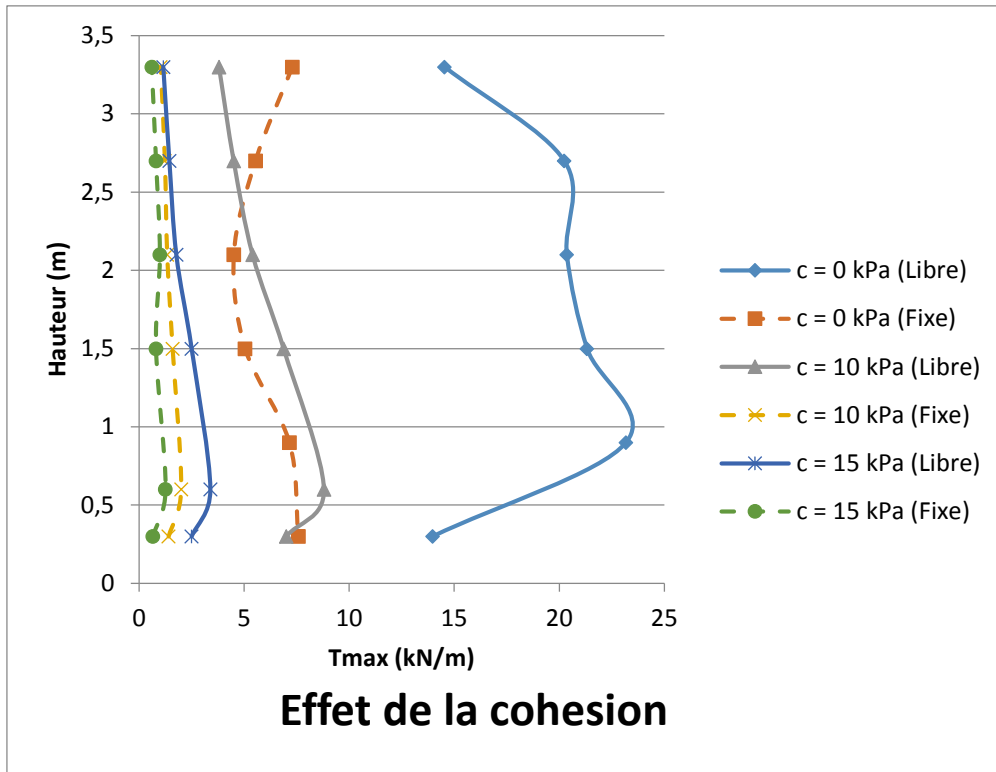


Figure 4- 11 : Effet de la cohésion sur Tmax.

4.3.6 Influence de l'angle de frottement sur la force de traction :

La figure (4-12) montre l'effet de l'angle de frottement sur la force de traction maximale pour les deux cas semelle fixe et semelle libre.

Pour cela nous donnons successivement à l'angle de frottement les valeurs suivantes (30° ; 35° ; 40°), les résultats sont présentés sur la figure suivante.

Par la présente étude on note que la distribution de la force de traction maximale dans les nappes de renforcement sont de forme triangulaire et que la valeur maximale est située à la tierce inférieure de la hauteur de l'ouvrage de soutènement. Les résultats montrent qu'une diminution de l'angle de frottement conduit à une augmentation de la force de traction maximale.

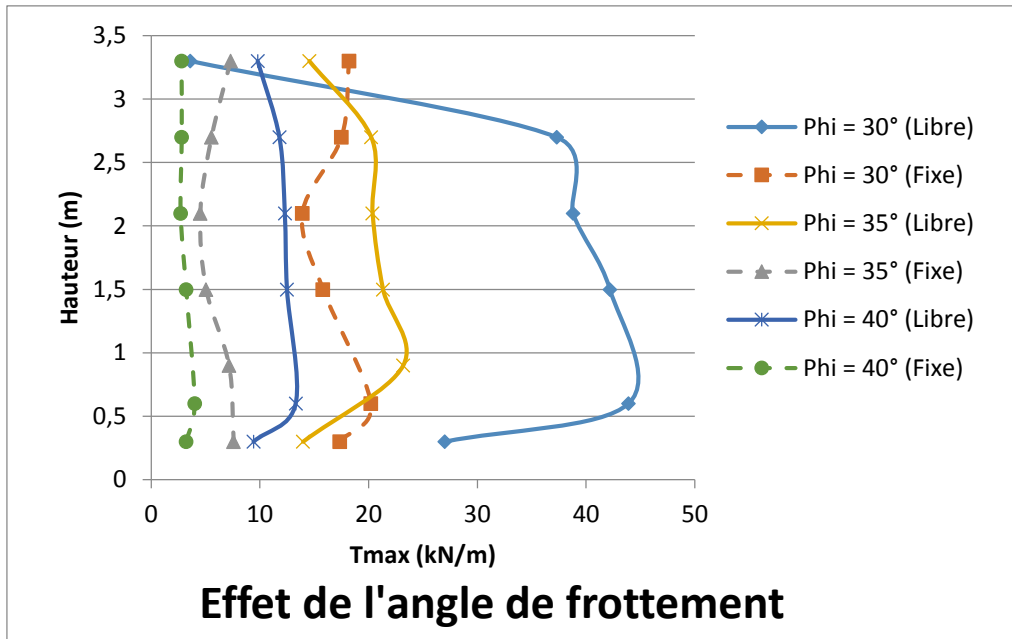


Figure 4- 12 : Effet de l'angle de frottement sur la force de traction

4.4 Conclusion :

Dans ce chapitre on a essayé de développer des modèles numériques qui reflètent bien le comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé, mais aussi de mettre en évidence l'importance de chaque paramètre introduit pour la modélisation numérique. L'importance de de la présente étude numérique réside dans la prise en compte des paramètres réalistes. En effet, les étapes de la construction réelle ont été considérées, également les modèles numériques développés ont été validés par la comparaison des résultats numériques avec ceux obtenus par les essais en vraie grandeur sur un ouvrage de soutènement en sol renforcé. Les analyses numériques ont permis de définir les paramètres influençant le comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé, ainsi que l'importance de chaque paramètre. Il a été démontré que la formulation des codes FLAC, donne la possibilité de tester différentes idées, de développer de nouveaux modèles de comportement et de modéliser les séquences de construction.

Conclusion générale

L'objectif du présent mémoire était de développer la compréhension du comportement des ouvrages des culées des ponts en sol renforcé par des renforcements géosynthétiques, notamment en termes de déformation horizontale et leur sensibilité aux modèles de comportement.

L'étude bibliographique menée par la première partie a permis de mettre en évidence les points suivants :

- Les procédés de renforcement des sols se sont considérablement développés à travers le monde dans le domaine de la construction géotechnique grâce à leur performance, à leur économie et à leur esthétique ;
- Une culée en sol renforcé est une structure complexe et doit être analysée de façon prudente ;
- La méthode de calcul suivant la norme AASHTO est plus riche et simple par rapport à l'EUROCODE ;

Aujourd'hui, les modèles de comportement des matériaux sont très nombreux pour traiter des sollicitations variées. Ces modèles sont soit développés à l'aide d'observations en laboratoire, soit hérités de la modélisation d'autres matériaux dont le comportement est moins complexe que celui du sol et adaptés par la suite pour simuler le comportement du sol.

Dans la deuxième partie de mémoire nous avons brièvement décrit le code de calcul FLAC en éléments finis 2D et les modèles disponibles dans ce code. Ensuite une étude numérique par la méthode des éléments finis avec le logiciel FLAC 2D a été faite.

Cette modélisation numérique nous a fourni une meilleure compréhension du comportement de la déformation des culées des ponts en sol renforcé, à travers des études paramétriques portant sur plusieurs paramètres de l'ouvrage.

L'impact du choix d'un modèle de comportement pour représenter le sol de remblai a été démontré sur la simulation d'une culée de ponts en sol renforcé par géogrid et bien instrumentée et en déformations planes. Ce cas d'étude concerne une culée porteuse du pont de Founders/Meadows à Colorado (États-Unis). Des études paramétriques sur les paramètres des modèles de comportement ont été également réalisées pour évaluer l'impact de chaque paramètre sur la réponse du modèle en termes de déformation horizontale.

Conclusion générale

Les principales conclusions déduites de cette étude numérique sont :

- La comparaison des résultats expérimentaux d'un projet réel avec ceux obtenus par FLAC montre que FLAC est un logiciel puissant et contenant les éléments nécessaires à la modélisation des différentes phases et différents chargements des sols renforcés ;
- L'utilisation de modèle de comportement de Mohr-Coulomb était une approximation du premier ordre, est acceptable pour reproduire le comportement des culées en sol renforcé, cette constatation est en accord avec ce qui déduit par Huang et al. (2009). Cependant l'utilisation des modèles plus sophistiqués est préférable pour une meilleure modélisation de la déformation d'une culée de pont et notamment si on prend tous les aspects rencontrés expérimentalement comme le compactage ;
- La fixation d'une semelle qui sur un ouvrage de soutènement en sol renforcé, lorsqu'il est exploité comme culée de pont, réduit le déplacement, les forces de traction dans les nappes de renforcement et augmente la capacité portante;
- La réduction de forces de traction dans les nappes de renforcement, n'est pas prise en compte par le règlement de dimensionnement;
- Ignorer l'effet de la fixation de la semelle qui se repose sur une culée de pont en sol renforcé, conduit à une surestimation de cette dernière;
- Cette surestimation devient importante pour des faibles valeurs d'angle de frottement et cohésion.

Au final, la modélisation des culées en sol renforcé par géosynthétique présentent un comportement plus complexe en raison de leur géométrie et de l'extensibilité des armatures synthétiques ce qui limite les calculs analytiques. Malheureusement les données expérimentales sur des ouvrages réelles ou en vraie grandeur sont insuffisantes pour avoir une compréhension approfondie de ce type d'ouvrage, et apparemment, les modélisations numériques sont presque inexistantes. Cependant, il semble utile d'assurer la continuité de ce travail.

References bibliographiques

AASHTO (2002). Standard specifications for highway bridges. Washington, D.C, USA, American Association of State Highway Transportation Officials (AASHTO).

AASHTO (2012). AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. Washington, D.C., USA, American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).

Abdelouhab, A. (2010). Comportement des murs en terre armée. Modélisation physique, analytique et numérique des renforcements extensibles, Thèse de Doctorat. INSA Lyon.

ATTALLAOUI, S. (2017). Analyse numérique du comportement des culées porteuses en sol renforcé, Université Mohamed Khider-Biskra.

Bathurst, R. J. et D. J. Benjamin (1990). Failure of a geogrid-reinforced soil wall. Transportation Research Record 1288. Washington, D.C: 109-116

Bathurst, R., T. Allen et B. Huang (2010). Current issues for the internal stability design of geosynthetic reinforced soil. Proceedings of the 9th International Conference on Geosynthetics, Guarujá, Brazil. pp. 533-546.

Damians, I., R. Bathurst, A. Josa et A. Lloret (2013). Comparison of finite element and finite difference modelling results with measured performance of a reinforced soil wall. GeoMontreal 66th Canadian Geotechnical Conference, Montreal, QC, Canada.

Driscoll, R. and B. Simpson (2001). EN1997 Eurocode 7: geotechnical design. Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Civil Engineering, Thomas Telford Ltd.

FARIK, A. "ANALYSE NUMÉRIQUE DES DÉFORMATIONS DES CULÉES DE PONT EN SOL RENFORCÉ."

FLAC (2007). Fast Lagrangian Analysis of Continua v. 7.0. User's manual, Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis.

Hatami, K. et R. Bathurst (2001). Modeling static response of a geosynthetic reinforced soil segmental retaining wall using FLAC. Proceedings of the 2nd international FLAC symposium on numerical modeling in geomechanics, Lyon, France. pp. 223-231.

Hatami, K., R. Bathurst et T. Allen (2003). A calibrated FLAC model for geosynthetic

Références bibliographiques

reinforced soil modular block walls at end of construction, *FLAC and Numerical Modeling in Geomechanics. Proceedings of the 3rd International FLAC Symposium, Sudbury.* pp. 251-259.

Hatami, K. et R. J. Bathurst (2005). Development and verification of a numerical model for the analysis of geosynthetic-reinforced soil segmental walls under working stress conditions. *Canadian Geotechnical Journal*, **42**: 1066-1085.

Hatami, K. et R. J. Bathurst (2006). Numerical model for reinforced soil segmental walls under surcharge loading. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering*, **132**: 673-684.

Huang, B., R. J. Bathurst et K. Hatami (2007). Numerical study of the influence of block interface stiffness on reinforced soil segmental walls of variable height. *Proceedings of the 60th Canadian Geotechnical Conference Ottawa, Canada.* pp. 21-25.

Huang, B., R. J. Bathurst et K. Hatami (2009). Numerical study of reinforced soil segmental walls using three different constitutive soil models. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering*, **135**(10): 1486-1498.

Lajevardi, S. H. (2014). Comportement des géosynthétiques en ancrage: modélisation physique et numérique. Thèse de Doctorat, INSA de Lyon, France.

LCPC (2003). Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des murs en remblai renforcé par éléments géosynthétiques, Guide technique.

Leshchinsky, D. (2007). Discussion on "The influence of facing stiffness on the performance of two geosynthetic reinforced soil retaining walls". *Canadian Geotechnical Journal*, **44**.

NF-P94-270 (2009). Calcul géotechnique - Ouvrages de soutènement - Remblais renforcés et massifs en sol cloué. Editions AFNOR.

Rahmouni, O.(2017). Contribution à l'étude numérique des ouvrages de soutènements renforcés par géogridde, Université Mohamed Khider-Biskra.

Zheng, Y. et P. J. Fox (2016). Numerical Investigation of Geosynthetic-Reinforced Soil Bridge Abutments under Static Loading. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering*,